

ΑΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ Τ.Τ
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.



Α.Ε.Ι. Πειραιά Τ.Τ.

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών
και Αειφόρος Ανάπτυξη»

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
«ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ
ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΕΚΚΡΕΜΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ - ΤΡΙΒΗΣ»

Του Μεταπτυχιακού Φοιτητή
Κουφάλη Δημητρίου

Επιβλέπων Καθηγητής
Γιαρλέλης Χρήστος

Αθήνα, Μάρτιος 2017

Copyright © 2017 ΚΟΥΦΑΛΗΣ Π. ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

Απαγορεύεται η αντιγραφή, ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή της παρούσης εργασίας εξ' ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η αντιγραφή, ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να μνημονεύεται η πηγή προέλευσης και να ενημερώνεται ο συγγραφέας.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτή την εργασία εκφράζουν αποκλειστικά τον συγγραφέα και δεν αποτελούν τις επίσημες θέσεις του ΑΕΙ Πειραιά Τ.Τ. ολικώς ή εν μέρει.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Γιαρλέλη Χρήστο για την επιστημονική του καθοδήγηση σε όλη την διάρκεια της διατριβής μου.

Επίσης ευχαριστώ θερμά τον Διευθυντή του μεταπτυχιακού, καθηγητή κ. Δημάκο Κωνσταντίνο για την υποστήριξή του σε όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Ακόμα ευχαριστώ την εταιρεία Cubus Hellas για την παραχώρηση του προγράμματος ανάλυσης διατομών Fagus® και την εταιρεία Seismosoft για την παραχώρηση του προγράμματος επιταχυνσιογραφημάτων Seismomatch®.

Επίσης σημαντική ήταν η συμβολή των εκπροσώπων των κάτωθι εταιρειών για τα στοιχεία που μου έδωσαν σχετικά με τις τιμές και ιδιότητες των προϊόντων για την σύνταξη του κεφαλαίου 7 (Κοστολόγηση).

- Maurer – Sohne (κ. Τσομπάνο Αχιλλέα) Εταιρεία κατασκευής εφεδράνων
- Aten ΕΠΕ (κ. Κορδωνούρη Χάρη) Εταιρεία εισαγωγής γρύλων ανύψωσης
- Π. Οικονόμου – Γ. Μοσχονας Α.Ε. Εταιρεία εμπορίας - κατασκευών σιδήρου

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	3
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ	4
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ	7
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ	9
ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΜΒΟΛΩΝ.....	11
ΣΥΝΟΨΗ	15
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	16
ABSTRACT	18
EXTENSIVE SUMMARY.....	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ^ο ΕΙΣΑΓΩΓΗ	21
1.1 Στόχος εργασίας	21
1.2 Μεθοδολογία εργασίας	21
1.3 Διάρθρωση εργασίας	21
1.4 Τεκμηρίωση εργασίας.....	22
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ^ο ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ	24
2.1 Βασικές έννοιες	24
2.2 Ιστορική αναδρομή [5].....	25
2.2.1 Σεισμική μόνωση στην Ελλάδα	28
2.3 Τύποι εφεδράνων σεισμικής μόνωσης.....	33
2.3.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα	33
2.3.1.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (NRB) [5]	33
2.3.1.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB) [5].....	34
2.3.1.3 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB) [5]	34
2.3.2 Εφέδρανα ολίσθησης – τριβής.....	35
2.3.2.1 Επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης [5]	35
2.3.2.2 Εφέδρανα εκκρεμούς ολίσθησης (FPS) [5]	36
2.3.3 Λοιπά συστήματα.....	36
2.3.3.1 Συνδυασμός ελαστομεταλλικών και ολίσθησης τριβής εφεδράνων [5]	37
2.3.3.2 Σύστημα εφεδράνων Tass [5].....	37
2.3.3.3 Ελαστικό σύστημα τριβής (R-FBI) [5]	37
2.3.3.4 Τριπλό εφέδρανο εκκρεμούς ολίσθησης – τριβής (T-FPS) [30].....	38
2.3.3.5 Μόνωση με ελατήρια (GERB) [5]	38
2.4 Προκαταρκτική σύγκριση σεισμικής μόνωσης – συμβατικής σχεδίασης.....	39
2.4.1 Τεχνικός τομέας επεμβάσεων.....	39
2.4.2 Στρατηγικός τομέας επεμβάσεων.....	43

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ^Ο ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ.....	44
3.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής.....	44
3.1.1 Έλεγχος ιδιοτήτων κτιρίου	44
3.1.2 Έλεγχος ιδιοτήτων εφεδράνων	48
3.2 Τρόπος εφαρμογής	49
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ^Ο ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ	59
4.1 Ταυτότητα κανονισμών.....	59
4.1.1 Ευρωκώδικας 8 (EC8) / EN15129:2009	59
4.1.2 Διεθνής Κανονισμός Κτιρίων (IBC / FEMA P-1050-1 / ASCE 7-10)	59
4.2 Σύγκριση – Κριτική κανονισμών.....	59
4.2.1 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων	60
4.2.2 Κατάταξη εδαφών	62
4.2.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας	64
4.2.4 Συντελεστές συμπεριφοράς.....	66
4.2.5 Φάσματα σχεδιασμού.....	66
4.2.6 Κατακόρυφη συνιστώσα	72
4.2.7 Κανονικότητα – Πλαστιμότητα	72
4.2.8 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων - Διαφράγματα	72
4.2.9 Ιδιότητες εφεδράνων	73
4.2.10 Αναλύσεις.....	75
4.2.10.1 Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση	75
4.2.10.2 Ιδιομορφική ανάλυση	78
4.2.10.3 Ανάλυση χρονοϊστορίας.....	78
4.2.11 Έλεγχοι ποιότητας εφεδράνων	79
4.2.12 Λοιπές διατάξεις.....	81
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ^Ο ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	82
5.1 Διερεύνηση - τεκμηρίωση κτιρίου	82
5.1.1. Γενικά (§ 3.1 ΚΑΝΕΠΕ).....	82
5.1.2 Αποτύπωση κτιρίου (§ 3.2 ΚΑΝΕΠΕ)	82
5.1.3 Ιστορικό κτιρίου – καταγραφή βλαβών (§ 3.3 – 3.4 ΚΑΝΕΠΕ).....	87
5.1.4 Υλικά δόμησης (§ 3.7 ΚΑΝΕΠΕ)	88
5.1.5 Φορτία κτιρίου	89
5.1.6 Λοιπές παραδοχές αποτίμησης	90
5.2 Αποτίμηση κτιρίου	91
5.2.1 Προσομοίωμα κτιρίου.....	91
5.2.2 Ιδιομορφές – ιδιοπερίοδοι κτιρίου	92

5.2.3 Μέγιστη μετατόπιση οροφής - Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων.....	94
5.2.4 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης	94
5.2.5 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών.....	97
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ	100
6.1 Διαδικασία επέμβασης	100
6.2 Διαστασιολόγηση γενικής κοιτόστρωσης – νέων τοιχείων αντιστήριξης.....	102
6.3 Διαστασιολόγηση προσωρινής υποσύλωσης	102
6.3.1 Μεταλλική διατομή.....	104
6.3.1.1 Κατηγοριοποίηση Διατομής.....	105
6.3.1.2 Έλεγχος σε διάτμηση.....	105
6.3.1.3 Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση.....	106
6.3.1.4 Έλεγχος σε κάμψη	107
6.3.1.5 Έλεγχος σε θλίψη	107
6.3.1.6 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και θλίψη	108
6.3.1.7 Έλεγχος σε λυγισμό	108
6.3.2 Γρύλοι ανύψωσης	111
6.4 Αναλύσεις διαστασιολόγησης εφεδράνων.....	113
6.4.1 Ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή.....	113
6.4.2 Δυναμική φασματική ανάλυση.....	118
6.4.2.1 Ιδιομορφές – ιδιοπερίοδοι κτιρίου	121
6.4.2.2 Μέγιστη μετατόπιση οροφής και εφεδράνων - Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων.....	125
6.4.2.3 Ανύψωση εφεδράνων	126
6.4.2.4 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης	126
6.4.2.5 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών.....	127
6.4.3 Ανελαστικές αναλύσεις ιστορίας	129
6.4.3.1 Μέγιστη μετατόπιση οροφής και εφεδράνων - Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων.....	133
6.4.3.2 Ανύψωση εφεδράνων	134
6.4.3.3 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης	135
6.4.3.4 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών.....	136
6.5 Οριστικοποίηση διαστασιολόγησης εφεδράνων	137
6.6 Διαστασιολόγηση νέας πλάκας ισογείου	137
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ – ΧΡΟΝΙΚΟΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΙΣΜΟΣ	139
7.1 Κοστολόγηση - προγραμματισμός επέμβασης με σεισμική μόνωση.....	141
7.2 Κοστολόγηση – προγραμματισμός αντίστοιχης συμβατικής επέμβασης.....	143
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	145
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	150

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1 Τυπική απόκριση συμβατικής – σεισμικά μονωμένης κατασκευής [1]	24
Εικόνα 2 Σύστημα Calantarients [5]	27
Εικόνα 3 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες Calantarients [5].....	27
Εικόνα 4 Δεξαμενές LNG Ρεβυθούσας 1996 [26].....	31
Εικόνα 5 Ωνάσεις Στέγη Γραμμάτων & Τεχνών 2005 [15].....	31
Εικόνα 6 Νέο Μουσείο Ακρόπολης 2006 [13]	31
Εικόνα 7 Γέφυρα Μεγαλορέματος (ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ) 2006 [27].....	32
Εικόνα 8 Κέντρο Πολιτισμού Ιδρύματος Σταύρος Νιάρχος 2016 [23]	32
Εικόνα 9 Εφέδρανο χαμηλής απόσβεσης NRB [5].....	34
Εικόνα 10 Εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου [5].....	35
Εικόνα 11 Επίπεδο εφέδρανο ολίσθησης [28]	36
Εικόνα 12 Εφέδρανο εκκρεμούς ολίσθησης - τριβής (FPS) [29]	36
Εικόνα 13 Ελαστικό σύστημα τριβής [5].....	37
Εικόνα 14 Τριπλό εφέδρανο εκκρεμούς ολίσθησης - τριβής (T-FPS) [30].....	38
Εικόνα 15 Taisei Corp Building [3]	40
Εικόνα 16 Προσομοίωμα κτιρίου ΑΤΗΚ [8].....	41
Εικόνα 17 Σύγκριση επιταχύνσεων συμβατικής (1) – σεισμικά μονωμένης (2) κατασκευής	42
Εικόνα 18 Σύγκριση τυπικών ιδιομορφών (σχετικών μετατοπίσεων) συμβατικής – σεισμικά μονωμένης κατασκευής.....	42
Εικόνα 19 Μόνωση στη βάση υπογείου [33].....	45
Εικόνα 20 Μουσείο Δυτικής Τέχνης, Τόκυο [32].....	46
Εικόνα 21 Μόνωση στην κορυφή υπογείου [33].....	46
Εικόνα 22 Μόνωση στη βάση ισογείου [33].....	47
Εικόνα 23 Μόνωση σε υψηλότερη στάθμη [33].....	47
Εικόνα 24 Ειδικές διατάξεις ανελκυστήρα, σωληνώσεων [15] [3]	48
Εικόνα 25 Σεισμικός αρμός σε σκάλα [23].....	48
Εικόνα 26 Συνδυαστικό διάγραμμα απόσβεσης - επιταχύνσεων [5]	49
Εικόνα 27 Προσωρινή στήριξη με μεταλλικά υποστυλώματα [34].....	51
Εικόνα 28 Προσωρινή στήριξη με εγκιβωτισμό στοιχείων [3]	51
Εικόνα 29 Προσωρινή στήριξη με προεντεταμένους τένοντες χωρίς μεταλλικά στηρίγματα [36]	52
Εικόνα 30 Προσωρινή στήριξη με προεντεταμένους τένοντες και μεταλλικά στηρίγματα [35]..	53
Εικόνα 31 Εργαστηριακός έλεγχος προσωρινής στήριξης με προεντεταμένους τένοντες [35] ...	53
Εικόνα 32 Εισαγωγή εφεδράνων εντός φέρουσας τοιχοποιίας χωρίς υποστύλωση [6]	54
Εικόνα 33 Μέθοδος υποστύλωσης fore poling [38]	54
Εικόνα 34 Κοπή υφιστάμενου υποστυλώματος [34]	55
Εικόνα 35 Τοπικές θλιπτικές τάσεις υποδομής από εφέδρανο [15].....	56
Εικόνα 36 Κατασκευαστική λεπτομέρεια εφεδράνου [15].....	56
Εικόνα 37 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και εφέδρανα σε υποστυλώματα [35]	57
Εικόνα 38 Διαμόρφωση μεταλλικού κλωβού και εφέδρανο σε υποστύλωμα [34].....	57
Εικόνα 39 Πυροπροστασία εφεδράνων [35].....	58

Εικόνα 40 Προεντεταμένοι τένοντες δέσμευσης κατακόρυφων κινήσεων εφεδράνων [37].....	58
Εικόνα 41 Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας EC8 Ε.Π. § 3.2.1 (1)	65
Εικόνα 42 Χάρτης εδαφικών επιταχύνσεων S_s και S_1 νήσου Hawaii FEMA P-1050-1 § 22.....	65
Εικόνα 43 Σύγκριση τυπικών φασμάτων σχεδιασμού EC8 - FEMA P-1050-1 για περιόδους επαναφοράς 475 (DBE) και 2400 (MCE) έτη και $q = R = 1.00$	67
Εικόνα 44 Φάσμα σχεδιασμού Τύπου 1 για απόσβεση 5% του EC8 § 3.2.2.2	67
Εικόνα 45 Φάσμα σχεδιασμού FEMA P-1050-1 § 11.4.5	71
Εικόνα 46 Κάτοψη τυπικού ορόφου Κλ: 1:100	83
Εικόνα 47 Ενδεικτική τομή κτιρίου Κλ: 1:00	84
Εικόνα 48 Ξυλότυπος θεμελίωσης.....	85
Εικόνα 49 Ξυλότυπος ισογείου Κλ: 1:100.....	86
Εικόνα 50 Ξυλότυπος τυπικού ορόφου Κλ: 1:100.....	87
Εικόνα 51 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου	91
Εικόνα 52 Θεμελιώδης ιδιομορφή υφιστάμενου κτιρίου.....	92
Εικόνα 53 Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων υποστυλώματος ισογείου Κ1	95
Εικόνα 54 Σκίτσο φορέα πριν την επέμβαση.....	101
Εικόνα 55 Σκίτσο φορέα με νέα θεμελίωση και προσωρινή υποστήλωση.....	101
Εικόνα 56 Σκίτσο φορέα μετά την επέμβαση	101
Εικόνα 57 Υδραυλικό σύστημα ανύψωσης [44].....	112
Εικόνα 58 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων EC8 ($\zeta = 15.00\%$).....	114
Εικόνα 59 Ελαστικό φάσμα μετατοπίσεων EC8 ($\zeta = 15.00\%$).....	114
Εικόνα 60 Βρόγχος υστέρησης εφεδράνου εκκρεμούς ολίσθησης - τριβής [23]	116
Εικόνα 61 Θεμελιώδης ιδιομορφή σεισμικά μονωμένου κτιρίου	121
Εικόνα 62 EL CENTRO 270.....	130
Εικόνα 63 EL CENTRO 180.....	130
Εικόνα 64 LOWER CALIFORNIA 270	130
Εικόνα 65 LOWER CALIFORNIA 180	130
Εικόνα 66 KERN 111.....	130
Εικόνα 67 KERN 021.....	130
Εικόνα 68 EL CENTRO Z	131
Εικόνα 69 LOWER CALIFORNIA Z.....	131
Εικόνα 70 KERN Z	131
Εικόνα 71 Ξυλότυπος ισογείου συμβατικής ενίσχυσης.....	139
Εικόνα 72 Λεπτομέρεια τοιχείου συμβατικής ενίσχυσης	140
Εικόνα 73 Διάγραμμα Gant ενίσχυσης με σεισμική μόνωση και κρίσιμη διαδρομή	141
Εικόνα 74 Καμπύλη κόστους και ημερήσια δαπάνη ενίσχυσης με σεισμική μόνωση.....	142
Εικόνα 75 Διάγραμμα Gant συμβατικής ενίσχυσης και κρίσιμη διαδρομή.....	143
Εικόνα 76 Καμπύλη κόστους και ημερήσια δαπάνη συμβατικής ενίσχυσης	144
Εικόνα 77 Διάγραμμα σχετικών μετατοπίσεων	146
Εικόνα 78 Μέγιστες μετατοπίσεις οροφής.....	147
Εικόνα 79 Διάγραμμα δεικτών ανεπάρκειας κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου.....	148
Εικόνα 80 Διάγραμμα δεικτών ανεπάρκειας διάτμησης υποστυλωμάτων ισογείου.....	149

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1 Λίστα έργων σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα	30
Πίνακας 2 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων EC8 §4.2.5 (4)	60
Πίνακας 3 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων FEMA P-1050-1 §1.2	61
Πίνακας 4 Συντελεστές σπουδαιότητας γι EC8 Ε.Π. §4.2.5 (5)	61
Πίνακας 5 Συντελεστές σπουδαιότητας Ie FEMA P-1050-1 §1.5	61
Πίνακας 6 Κατηγορίες εδαφών EC8 §3.1.2 (1)	63
Πίνακας 7 Κατηγορίες εδαφών FEMA P-1050-1 §20.3	64
Πίνακας 8 Επιταχύνσεις ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας EC8 Ε.Π § 3.2.1 (1)	64
Πίνακας 9 Τιμές παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού Τύπου 1 EC8 Ε.Π. § 3.2.2.2	68
Πίνακας 10 Συντελεστές διόρθωσης Fa FEMA P-1050-1 §11.4.3	69
Πίνακας 11 Συντελεστές διόρθωσης Fv FEMA P-1050-1 §11.4.3	69
Πίνακας 12 Λόγοι κατακόρυφων - οριζοντίων εδαφικών επιταχύνσεων και ιδιοπερίοδοι	72
Πίνακας 13 Μέγιστες - Ελάχιστες τιμές ιδιοτήτων εφεδράνων από ανεξάρτητους φορείς FEMA § C.17.2.8.4	74
Πίνακας 14 Ποιοτικοί έλεγχοι EN15129 § 8.3.4.1.5	80
Πίνακας 15 Ποιοτικοί έλεγχοι FEMA P-1050-1 § 17.8.2.2	80
Πίνακας 16 Στοιχεία σκυροδέματος	88
Πίνακας 17 Στοιχεία χάλυβα	88
Πίνακας 18 Θλιπτικές αντοχές υλικών τοιχοποιίας	88
Πίνακας 19 Πλάτη διαγωνίων ράβδων τοιχοποιίας	89
Πίνακας 20 Φορτία κτιρίου	89
Πίνακας 21 Στοιχεία φάσματος αποτίμησης	90
Πίνακας 22 Σημαντικές ιδιομορφές υφιστάμενου κτιρίου	93
Πίνακας 23 Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων υφιστάμενου κτιρίου	94
Πίνακας 24 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου υφιστάμενου κτιρίου	96
Πίνακας 25 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών υποστυλωμάτων ισογείου υφιστάμενου κτιρίου ..	99
Πίνακας 26 Στοιχεία φάσματος διαστασιολόγησης προσωρινών στηρίξεων	103
Πίνακας 27 Εντατικά μεγέθη υπολογισμού προσωρινής υποστύλωσης	103
Πίνακας 28 Ιδιότητες χάλυβα προσωρινής υποστύλωσης	104
Πίνακας 29 Συντελεστές αντοχής γ_M	104
Πίνακας 30 Ιδιότητες διατομής HEB 220	105
Πίνακας 31 Ιδιότητες γρύλου ανύψωσης	111
Πίνακας 32 Στοιχεία φάσματος ανάλυσης μονοβάθμιου ταλαντωτή	113
Πίνακας 33 Ισοδύναμη ιδιοπερίοδος - μετατόπιση μονοβάθμιου ταλαντωτή	115
Πίνακας 34 Μεταφορικές σταθερές ελατηρίων	118
Πίνακας 35 Στοιχεία οριζόντιου φάσματος ($q=1.00$)	119
Πίνακας 36 Στοιχεία οριζόντιου φάσματος ($q=1.50$)	119
Πίνακας 37 Στοιχεία κατακόρυφου φάσματος ($q=1.00$)	119
Πίνακας 38 Στοιχεία κατακόρυφου φάσματος ($q=1.50$)	120
Πίνακας 39 Σημαντικές ιδιομορφές σεισμικά μονωμένου κτιρίου	124

Πίνακας 40 Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων σεισμικά μονωμένου κτιρίου.....	125
Πίνακας 41 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου σεισμικά μονωμένου κτιρίου	127
Πίνακας 42 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών υποστυλωμάτων ισογείου σεισμικά μονωμένου κτιρίου	128
Πίνακας 43 Στοιχεία τροποποιημένων επιταχυνσιογραφημάτων	131
Πίνακας 44 Ιδιότητες εφεδράνων αναλύσεων χρονοϊστορίας	132
Πίνακας 45 Μέγιστες μετατοπίσεις οροφής.....	134
Πίνακας 46 Μέγιστες μετατοπίσεις εφεδράνων.....	134
Πίνακας 47 Σχετικές μετατοπίσεις χρονοϊστοριών	134
Πίνακας 48 Κρίσιμα φορτία ανύψωσης εφεδράνων χρονοϊστοριών	135
Πίνακας 49 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου χρονοϊστοριών....	135
Πίνακας 50 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών υποστυλωμάτων ισογείου χρονοϊστοριών.....	136
Πίνακας 51 Στοιχεία διαστασιολόγησης εφεδράνου	137
Πίνακας 52 Διαστασιολόγηση πλάκας - δοκών ισογείου	138
Πίνακας 53 Διαφορές σχετικών μετατοπίσεων.....	146
Πίνακας 54 Μέγιστες μετατοπίσεις οροφής.....	147
Πίνακας 55 Διαφορές δεικτών ανεπάρκειας κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου	148
Πίνακας 56 Διαφορές δεικτών ανεπάρκειας διάτμησης υποστυλωμάτων ισογείου	149

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΜΒΟΛΩΝ

Λατινικά κεφαλαία

- A: Εμβαδόν διατομής δομικού χάλυβα EC3
Ac: Εμβαδόν διατομής σκυροδέματος
An: Εμβαδόν διατομής δομικού χάλυβα σε διάτμηση EC3
D: Μετατόπιση σχεδιασμού εφεδράνων
D_M: Μέγιστη μετατόπιση εφεδράνου FEMA P-1050-1
D_{TM}: Συνολική μετατόπιση εφεδράνου με εκκεντρότητα FEMA P-1050-1
E: Μέτρο ελαστικότητας
E_x: Σεισμικό φορτίο κατασκευής στην x οριζόντια διεύθυνση
E_y: Σεισμικό φορτίο κατασκευής στην y οριζόντια διεύθυνση
E_z: Σεισμικό φορτίο κατασκευής στην z οριζόντια διεύθυνση
F_a: Συντελεστής διόρθωσης εδαφικών επιταχύνσεων μικρών ιδιοπεριόδων FEMA P-1050-1
F_v: Συντελεστής διόρθωσης εδαφικών επιταχύνσεων μικρών ιδιοπεριόδων FEMA P-1050-1
F_{res}: Δύναμη επαναφοράς EC8 και FEMA P-1050-1
G: Μόνιμα φορτία κατασκευής / Ειδικό βάρος δομικού χάλυβα
H: Ύψος κτιρίου EC8 και FEMA P-1050-1
I_e: Συντελεστής σπουδαιότητας FEMA P-1050-1
K_{eff}: Ενεργός δυσκαμψία EC8
K_M: Ενεργός δυσκαμψία FEMA P-1050-1
K_{rx, y, z}: Στροφικές δυσκαμψίες ελατηρίων διευθύνσεων x, y, z
K_{x, y, z}: Μεταφορικές δυσκαμψίες ελατηρίων διευθύνσεων x, y, z
K_v: Κατακόρυφη δυσκαμψία EC8
L: Μήκος υποστυλώματος δομικού χάλυβα EC3
L_{cr}: Κρίσιμο μήκος λυγισμού υποστυλώματος δομικού χάλυβα EC3
L_v: Λόγος ροπής προς τέμνουσα
LBP: Κατώτατο όριο δείκτη τριβής εφεδράνου
M: Μάζα κτιρίου
M_{Ed}: Δρώσα ροπή κάμψης σε διατομή δομικού χάλυβα EC3
M_{pl}, R_d: Πλαστική ροπή αντοχής διατομής δομικού χάλυβα EC3
M_{Rd}: Ροπή αντοχής διατομής σκυροδέματος
M_s: Μέγεθος ταχύτητας επιφανειακών κυμάτων EC8
N_b, R_d: Αξονική δύναμη αντοχής σε λυγισμό διατομής δομικού χάλυβα EC3
N_c, R_d: Αξονική δύναμη αντοχής σε θλίψη διατομής δομικού χάλυβα EC3
N_{Ed}: Δρώσα αξονική δύναμη σε διατομή δομικού χάλυβα EC3
N_{SPT}: Αριθμός Κρούσεων Πρότυπης Δοκιμής Διείσδυσης EC8
N_{sd}: Αξονικό φορτίο σχεδιασμού
Ñ: Αριθμός Κρούσεων Πρότυπης Δοκιμής Διείσδυσης FEMA P-1050-1
Q: Κινητά φορτία κατασκευής
R_a: Συντελεστής συμπεριφοράς FEMA P-1050-1
R: Ακτίνα καμπυλότητας εφεδράνου FPS

Rd: Τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών)

S: Συντελεστής εδάφους EC8

SA: Επιτάχυνση φάσματος EC8

SD: Μετατόπιση φάσματος EC8

Sd: Τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.

Sd (T): Φάσμα σχεδιασμού EC8

Ss: Επιτάχυνση εδάφους μικρών ιδιοπεριόδων (0,2 s) FEMA P-1050-1

S₁: Επιτάχυνση εδάφους μεγάλων ιδιοπεριόδων (1 s) FEMA P-1050-1

S_{DS}: Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους σχεδιασμού μικρών ιδιοπεριόδων (0,2 s) FEMA P-1050-1

S_{D1}: Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους σχεδιασμού μεγάλων ιδιοπεριόδων (1 s) FEMA P-1050-1

S_{MS}: Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους μικρών ιδιοπεριόδων (0,2 s) FEMA P-1050-1

S_{M1}: Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους μεγάλων ιδιοπεριόδων (1 s) FEMA P-1050-1

T: Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος κτιρίου EC8 και FEMA P-1050-1

T_α: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ανωδομής με σταθερή βάση FEMA P-1050-1

T_B, T_C, T_D: Ιδιοπερίοδοι φάσματος σχεδιασμού EC8

T₀, T_S, T_L: Ιδιοπερίοδοι φάσματος σχεδιασμού FEMA P-1050-1

T_{eff}: Ενεργός ιδιοπερίοδος EC8

T_f: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ανωδομής με σταθερή βάση EC8

T_M: Ενεργός ιδιοπερίοδος FEMA P-1050-1

T_V: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην κατακόρυφη κατεύθυνση EC8

UBP: Ανώτατο όριο δείκτη τριβής εφεδράνου

V_{Ed}: Δρώσα διατμητική δύναμη σε διατομή δομικού χάλυβα EC3

V_{pl}, Rd: Διατμητική αντοχή διατομής δομικού χάλυβα EC3

V_{Rd}: Διατμητική αντοχή διατομής σκυροδέματος

V_w: Διατμητική αντοχή εγκάρσιου οπλισμού

W: Βάρος ανωδομής FEMA P-1050-1

W_{pl}: Στατική ροπή αντοχής διατομής δομικού χάλυβα EC3

Λατινικά πεζά

- cu: Αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους EC8
b: Ισοδύναμο ύψος διαγώνιας ράβδου τοιχοποιίας / Πλάτος διατομής δομικού χάλυβα EC3
d: Ύψος άνευ πελμάτων και καμπυλότητας διατομής δομικού χάλυβα EC3
d_{dc}: Μέγιστη μετατόπιση εφεδράνου EC8
d_r: Τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου EC8
fbc: Μέση θλιπτική αντοχή οπτόπλινθου
fck: Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
fcm: Μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος από ελέγχους
fmc: Μέση θλιπτική αντοχή κονιαμάτων
fu: Όριο θραύσης δομικού χάλυβα
fv: Διατμητική τάση τοιχοποιίας
fwc, s, m: Μέση θλιπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου τοιχοποιίας
fyk: Χαρακτηριστική τιμή διαρροής χάλυβα
fy: Όριο διαρροής δομικού χάλυβα
g: Επιτάχυνση βαρύτητας
h: Ύψος ορόφου EC8 / Ύψος διατομής
h_{σχ}: Ύψος ορόφου FEMA P-1050-1
hi: Πάχος i στρώσης EC8 και FEMA P-1050-1
hwi: Ύψος του τοιχώματος i EC8
i: Ανοιγμένη τιμή ακτίνας αδράνειας διατομής δομικού χάλυβα EC3
k_w: Συντελεστής επικρατούσας μορφής αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα EC8
lwi: Μήκος της διατομής του τοιχώματος i EC8
m: Μάζα κτιρίου
n: Συντελεστής μείωσης απόσβεσης EC8 / Συντελεστής ελέγχου διαξονικής κάμψης σε διατομές δομικού χάλυβα EC3
q: Συντελεστής συμπεριφοράς EC8
q_o: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη EC8
r: Ακτίνα καμπύλης σύνδεσης πέλματος – κορμού σε διατομή δομικού χάλυβα EC3
δ_u: Αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους FEMA P-1050-1
t: Ισοδύναμο πάχος διαγώνιας ράβδου τοιχοποιίας
tw: Πάχος κορμού διατομής δομικού χάλυβα EC3
tf: Πάχος πέλματος διατομής δομικού χάλυβα EC3
v_{s,30}: Μέση ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων S στα ανώτερα 30m της εδαφικής τομής που αντιστοιχεί σε ανηγμένη παραμόρφωση 10⁻⁵ ή μικρότερη EC8 και FEMA P-1050-1
vi: Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων i στρώσης EC8 και FEMA P-1050-1
x: Ύψος θλιβόμενης ζώνης διατομής
z: Μήκος εσωτερικού μοχλοβραχίονα διατομής

Ελληνικά κεφαλαία

- Φ: Συντελεστής ελέγχου λυγισμού σε διατομές δομικού χάλυβα EC3

Ελληνικά πεζά

- α: Συντελεστής ελέγχου διαξονικής κάμψης σε διατομές δομικού χάλυβα EC3 / Συντελεστής ατελειών καμπύλων λυγισμού σε διατομές δομικού χάλυβα EC3
- αο: Κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος EC8
- α_R: Επιτάχυνση εδάφους κατηγορίας A EC8
- α_g: Επιτάχυνση εδάφους EK8
- a_{vg}: Κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση EC8
- β: Συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού = 0,2. EC8 / Συντελεστής ελέγχου διαξονικής κάμψης σε διατομές δομικού χάλυβα EC3
- β_M: Ενεργός απόσβεση FEMA P-1050-1
- γ_c: Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος
- γ_{e1}: Συντελεστής διατμητικής αντοχής διατομής σκυροδέματος
- γ_s: Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα οπλισμού
- γ_{M0}: Συντελεστής αντοχής διατομής δομικού χάλυβα ανεξαρτήτου κατηγορίας
- γ_{M1}: Συντελεστής αντοχής μελών δομικού χάλυβα σε αστάθεια
- γ_i: Συντελεστής σπουδαιότητας EC8
- δ_χ: Σχετική παραμόρφωση ορόφου FEMA P-1050-1
- ε: Συντελεστής κατάταξης δομικού χάλυβα
- λ: Δείκτης ανεπάρκειας ΚΑΝΕΠΕ / Λυγηρότητα διατομής δομικού χάλυβα EC3
- λ': Αδιάστατη λυγηρότητα διατομής δομικού χάλυβα EC3
- λ_{max} (UBP): Συντελεστής διόρθωσης μέγιστων τιμών ιδιοτήτων εφεδράνων FEMA P-1050-1
- λ_{min} (LBP): Συντελεστής διόρθωσης ελάχιστων τιμών ιδιοτήτων εφεδράνων FEMA P-1050-1
- μ: Δείκτης τριβής εφεδράνου
- ν: Συντελεστής μείωσης παραμορφώσεων EC8
- ξ_{eff}: Ενεργός απόσβεση EC8
- ρ: Δείκτης κανονικότητας FEMA P-1050-1
- ρ_{tot}: Ποσοστό διαμήκους οπλισμού
- ρ_w: Ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού
- χ: Μειωτικός συντελεστής ελέγχου λυγισμού σε διατομές δομικού χάλυβα EC3

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ: «Σεισμική αναβάθμιση κτιρίου με χρήση εφεδράνων ολίσθησης - τριβής»

ΦΟΙΤΗΤΗΣ: Κουφάλης Δημήτριος

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Γιαρλέλης Χρήστος

ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ: 2015 – 2016

ΣΥΝΟΨΗ

Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει τη διερεύνηση σεισμικής αναβάθμισης υφιστάμενου κτιρίου με σύστημα εφεδράνων εκκρεμούς ολίσθησης – τριβής. Το εξεταζόμενο πενταόροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος και συνήθους σπουδαιότητας (κατοικίες) βρίσκεται στην Ελλάδα, μια ιδιαίτερα σεισμογενή χώρα, όπου η μη εφαρμογή αυτής της τεχνικής σε υφιστάμενο κτίριο, αποτέλεσε αφορμή για την σύνταξη της παρούσης εργασίας. Σημειώνεται ότι το κτίριο έχει χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θεωρείται αντιπροσωπευτικό των κτιρίων που έχουν δομηθεί με παλαιότερο αντισεισμικό κανονισμό στην Ελλάδα. Σε πρώτη φάση γίνεται ανάγνωση και κριτική θεώρηση της υπάρχουσας βιβλιογραφίας και του κανονιστικού πλαισίου Ελλάδας (Ευρωκώδικες) και ΗΠΑ (IBC). Σε δεύτερη φάση μέσω προσομοιωμάτων σε Η/Υ γίνεται τεκμηρίωση και αποτίμηση της δομής με δυναμική φασματική ανάλυση από την οποία προκύπτει ανεπάρκεια έναντι σεισμικών φορτίων. Σε τρίτη φάση μέσω προσομοιωμάτων Η/Υ διενεργούνται τρεις αναλύσεις (ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή, δυναμική φασματική ανάλυση και ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας) από τις οποίες προκύπτει αφενός πλήρης επάρκεια του κτιρίου έναντι σεισμικών φορτίων και αφετέρου η διαστασιολόγηση των εφεδράνων. Παράλληλα δίνεται έμφαση στην διαστασιολόγηση των απαιτούμενων επιμέρους κατασκευαστικών διατάξεων για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Στην τελευταία φάση γίνεται κοστολογική και χρονολογική σύγκριση της επέμβασης με σεισμική μόνωση με μια αντίστοιχη συμβατική επέμβαση, από την οποία προέκυψε όφελος υπέρ της πρώτης. Το τελικό συμπέρασμα της εργασίας είναι ότι η αναβάθμιση υφιστάμενων κτιρίων με σεισμική μόνωση είναι μια δόκιμη λύση και αναμένεται στο μέλλον να χρησιμοποιηθεί εκτενέστερα σε αρκετούς τύπους κατασκευών.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η ανάπτυξη και χρήση συστημάτων σεισμικής μόνωσης εφαρμόζεται με αυξητικούς ρυθμούς σε πολλές σεισμογενείς χώρες όπως οι ΗΠΑ, η Ιαπωνία, η Νέα Ζηλανδία κ.α. τόσο σε νέες κατασκευές, όσο και για την ενίσχυση υφιστάμενων. Στην Ελλάδα μια εξίσου σεισμογενή χώρα, τα παραδείγματα εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης είναι ελάχιστα και μόνο σε νέες και σημαντικές κατασκευές. Η αναβάθμιση των υφιστάμενων κατασκευών γίνεται εξ' ολοκλήρου συμβατικά, οπότε δίνεται αφορμή μέσω αυτής της εργασίας να γίνει διερεύνηση ενίσχυσης με σεισμική μόνωση σε ένα τυπικό ελληνικό κτίριο.

Η εργασία χωρίζεται σε δύο μέρη, ένα θεωρητικό και ένα πρακτικό, όπου το κάθε ένα περιλαμβάνει οκτώ κεφάλαια.

Στο πρώτο μέρος παρουσιάζονται έννοιες σχετικές με τη σεισμική μόνωση όπως ο σεισμικός αρμός, η σεισμική διεπιφάνεια, ανωδομή, υποδομή κ.α. και ταυτόχρονα παρουσιάζονται περιληπτικά τα είδη και οι ιδιότητες των εφεδράνων που έχουν αναπτυχθεί μέχρι σήμερα. Τα εφέδρανα ολίσθησης – τριβής είναι ένα νέο είδος εφεδράνου το οποίο παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα σε σχέση με τα προγενέστερα ελαστομερή εφέδρανα και για αυτό το λόγο επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί στο εξεταζόμενο κτίριο. Επίσης μέσω προηγούμενων βιβλιογραφικών αναφορών παρουσιάζονται πραγματικά παραδείγματα ενίσχυσης υφιστάμενων δομών ανά το κόσμο και γίνεται κριτική θεώρηση των πορισμάτων αυτών. Ακολουθεί η διερεύνηση των προϋποθέσεων και του τρόπου εφαρμογής σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενα κτίρια τόσο σε όρους ιδιοτήτων κτιρίου όσο και σε όρους ιδιοτήτων εφεδράνων. Επομένως αναλύονται τα πιθανά τεχνικά εμπόδια ή διλήμματα που θα αντιμετωπίσει ο μελετητής, με σημαντικότερα τη σωστή επιλογή τύπου εφεδράνου και στάθμης σεισμικής διεπιφάνειας αλλά και των δυνατοτήτων προστασίας, επιθεώρησης και αντικατάστασης αυτών.

Τέλος επιχειρείται ανάγνωση και σύγκριση των διατάξεων μεταξύ των κανονισμών Ελλάδας (Ευρωκώδικες) και ΗΠΑ (IBC) στο τομέα της σεισμικής μόνωσης. Αυτό που προκύπτει είναι πως ειδικά στους Ευρωκώδικες υπάρχουν συντηρητικές διατάξεις και χρήζουν επανεξέτασης όπως για παράδειγμα η προϋπόθεση κανονικότητας στο κτίριο ή ο μεγάλος συντελεστής μεγέθυνσης σεισμικών μετατοπίσεων των μονωτήρων. Στο μόνο τομέα που ο κανονισμός των ΗΠΑ είναι αμφιλεγόμενος αφορά τον έλεγχο των εφεδράνων σε ανεξάρτητα εργαστήρια, καθώς σε αυτή τη περίπτωση οι συντελεστές είναι αρκετά δυσμενείς.

Στο δεύτερο μέρος γίνεται η ανάλυση αποτίμησης και επέμβασης με σεισμική μόνωση στο εξεταζόμενο υφιστάμενο κτίριο. Αυτό είναι πενταόροφο και άνευ υπογείου, χωρίς φέροντα τοιχώματα, οπλισμένου σκυροδέματος, χαμηλής σπουδαιότητας (κατοικίες) και έχει δομηθεί το 1971. Σημειώνεται ότι το κτίριο έχει αναλυθεί για την αξιολόγηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θεωρείται αντιπροσωπευτικό των κτιρίων που έχουν δομηθεί με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς στην Ελλάδα. Τόσο η αποτίμηση όσο και η επέμβαση αναλύονται μέσω προσομοιωμάτων σε Η/Υ και χρησιμοποιήθηκαν το στατικό πρόγραμμα ETABS®, το πρόγραμμα ανάλυσης διατομών FAGUS®, το πρόγραμμα τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων Seismomatch® και υπολογιστικά φύλλα Excel®. Στο προσομοίωμα του κτιρίου έχει ληφθεί υπόψη η άκαμπτη διαφραγματική λειτουργία και έχουν συνεκτιμηθεί οι τοιχοπληρώσεις. Για την τεκμηρίωση και αποτίμηση έγινε δυναμική φασματική ανάλυση με χρήση των διατάξεων του ΚΑΝΕΠΕ και Ευρωκώδικα 8, όπου αποδείχθηκε ότι το 50 % των υποστυλωμάτων ισογείου είναι ανεπαρκή σε όρους κάμψης ενώ στο σύνολό τους επαρκούν σε όρους διάτμησης. Επίσης η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι στα 0.61 s, οι σημαντικές ιδιομορφές αγγίζουν τις 15 ενώ εξήχθησαν αποτελέσματα σχετικά με τις σχετικές μετατοπίσεις ορόφων.

Στη συνέχεια με χρήση των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8 η διαστασιολόγηση της επέμβασης πραγματοποιείται με τρεις αναλύσεις, ήτοι: ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή, δυναμική φασματική ανάλυση και ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας με επαλληλία ιδιομορφών. Η πρώτη ανάλυση χρησιμοποιείται ως εργαλείο προδιαστασιολόγησης των

εφεδράνων και της μετατόπισης σχεδιασμού οπότε δίνει μια αρχική εικόνα της απόκρισης της μονωμένης κατασκευής. Η δεύτερη ανάλυση αποδίδει αποτελέσματα σχετικά με τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων, τις σχετικές μετατοπίσεις, την πιθανότητα ανύψωσης εφεδράνου και το εύρος του σεισμικού αρμού. Η τρίτη ανάλυση με χρήση τριών καταγραφών χρησιμοποιείται για επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων της δυναμικής φασματικής ανάλυσης. Τελικά προέκυψε πλήρης επάρκεια των υποστυλωμάτων ισογείου σε όλα τα εντατικά μεγέθη, με μέση μείωση των ανεπαρκειών σε όρους κάμψης και διάτμησης κατά 50.32 % και 47.10 % αντίστοιχα. Ακόμα προκύπτει ουδεμία ανύψωση σε εφέδρανο, μέση μείωση των σχετικών μετατοπίσεων κατά 76.26% και θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ίση με 2.53 s.

Τα εφέδρανα που επιλέχθηκαν, διαστάσεων 600.00 × 600.00 × 130.00 mm, έχουν ακτίνα καμπυλότητας 2980.00 mm, μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού 156.30 mm και ονομαστικό συντελεστή τριβής 2.50 %.

Παράλληλα διαστασιολογήθηκαν και οι απαιτούμενες επιμέρους κατασκευαστικές διατάξεις για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Για την προσωρινή υποστύλωση ελήφθη υπόψη η βραχυπρόθεσμη πιθανότητα σεισμικού γεγονότος, ενώ η θεμελίωση μετατρέπεται σε γενική κοιτόστρωση ώστε να παραλάβει τα φορτία 2ας τάξεως και για να εξασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία. Επίσης ελήφθησαν μέτρα που επιτρέπουν την επιθεώρηση και πιθανή αντικατάσταση των εφεδράνων με επάρκεια χώρου μεταξύ ανωδομής και υποδομής.

Στο τομέα της κοστολόγησης και του χρονικού προγραμματισμού συγκρίνεται η επέμβαση με σεισμική μόνωση με μια αντίστοιχη συμβατική, με χρήση του προγράμματος ProjectLibre®. Μέσω των διαγραμμάτων Gantt προέκυψαν μειωμένη διάρκεια εργασιών κατά τρεις μήνες και όφελος 115.55 €/m² περίπου υπέρ της πρώτης.

Το τελικό συμπέρασμα της εργασίας είναι ότι η αναβάθμιση υφιστάμενων κτιρίων με σεισμική μόνωση είναι μια δόκιμη λύση και αναμένεται στο μέλλον να χρησιμοποιηθεί εκτενέστερα σε αρκετούς τύπους κατασκευών. Η μακροπρόθεσμη μελέτη της συμπεριφοράς των μονωμένων κατασκευών είτε εργαστηριακά, είτε σε πραγματικές συνθήκες, η αξιολόγηση και αναθεώρηση των κανονιστικών διατάξεων, ο εμπλουτισμός των εμπορικών λογισμικών στατικής ανάλυσης μπορούν να συμβάλλουν προς αυτή την κατεύθυνση.

POST – GRADUATE THESIS: “Seismic retrofit of a building with application of friction pendulum bearings system”

STUDENT: Koufalis Dimitrios

SUPERVISOR: Christos Giarlelis

ACADEMIC SEASON: 2015 – 2016

ABSTRACT

This thesis includes the investigation of seismic retrofitting of an existing building, through the application of friction – pendulum bearings system. The examined five-storey RC building is of ordinary importance (residential use) and was analyzed for the evaluation of the Greek Code of Structural Interventions (KAN.EPE). The motivation for this study comes from the fact that in Greece, a high seismicity country, this technique is not used yet. Firstly a literature review of previous bibliography reports and the current provisions of Greek (Eurocode) and USA (IBC) codes is performed. Secondly through a simulation in a computer, evaluation of the structure is carried out using the response spectrum analysis, from which results showed that the structure was insufficient against seismic loads. Thirdly also through computer models, three analyses are performed (SDOF analysis, response spectrum analysis, fast nonlinear time-history analysis), from which resulted full sufficiency of structure against seismic loads and the dimensioning of the bearings. Also emphasis is given to the dimensioning of the accompanying structural elements of the retrofit. Fourthly there is a cost and time management comparison between the retrofit analyzed above and a corresponding conventional retrofit, from which resulted benefit in favor of the first. The final conclusion of this project is that seismic retrofitting through seismic isolation of existing buildings is a good solution and is expected to be used widely in the future, in many types of structures.

EXTENSIVE SUMMARY

The development and use of seismic isolation systems is occurred increasingly in many high seismicity countries such as USA, Japan, New Zealand etc., either in new structures or in retrofitting of existing ones. In Greece, an equally high seismicity country, the examples of seismic isolation applications are few and limited to new structures of high importance while for the rehabilitation of existing buildings a conventional approach is used. This is the motivation of this study, to investigate retrofitting through seismic isolation of a typical residential building.

This project is divided in two parts, the literature review and analysis part, four chapters are contained in each one of them respectively.

In the first part definitions about the seismic isolation techniques such as seismic gap, seismic interface, superstructure, substructure etc. are presented and the types and properties of bearings developed until present are briefly explained. The friction pendulum bearing is a relatively new type of isolator which has many advantages against the older elastomeric bearings, and for this reason it is selected for the examined building. Also from the review of previous bibliography reports, real examples of seismic rehabilitation of existing structures with base isolation from various parts of the world and an evaluation of their findings is performed. At this point, the preconditions on the application of base isolation in terms of either building or bearing properties are investigated and the possible technical difficulties and dilemmas which the engineer may encounter, are shown. The most important of them are the correct selection of bearing type and seismic interface level and the successful implementation including the protection, inspection and possible replacement of bearings.

Finally the provisions of Greek (Eurocodes) and USA (IBC) codes in the field of base isolation are presented and compared. It is observed that in Eurocodes there are some conservative provisions which need to be further evaluated, such as the precondition of structural regularity or the quite big safety factor of design displacement. The only field that the IBC code is controversial regards to the qualification testing of the bearings, as the testing in independent labs leads to adverse factors.

In the second part initial evaluation and dimensioning of the rehabilitation through base isolation is carried out for a building constructed in 1971. This building is a five-storey construction without basement, without shear walls, made of reinforced concrete, and is of ordinary importance (residential use). This structure was used in analyses for the evaluation of the Greek Code of Structural Interventions (KAN.EPE) and is considered as a representative structure of those constructed according to older seismic codes. For the assessment and the retrofit computer simulations are used through structural analysis code ETABS®, section analysis code FAGUS®, the time-series matching program Seismomatch® and computational sheets of Excel®. In the simulation of the structure the presence of non - structural walls and rigid diaphragms is taken into consideration. For the evaluation of the building, response spectrum analysis was performed according to the provisions of the Greek Code of Structural Interventions (KANEPE) and of Eurocode 8, from which resulted that the 50% of the ground floor columns are insufficient in terms of bending. The fundamental period was found 0.61s, the important modes were 15 but also inter-story drifts were high.

Following the provisions of Eurocode 8 the study of the seismic isolated retrofit is carried out by three types of analyses: SDOF analysis, response spectrum analysis, fast nonlinear time-history analysis. The first one is used to give an initial estimate of the base-isolated structure's behavior and is helpful for the pre-dimensioning of the bearings and design displacement. The second one gives results about the element tension forces, the inter-story drifts, the possibility of bearing uplift and the design displacement. The last one through the use of three ground motions records compatible with the response spectrum of EC8 is used to confirm the results of the dynamic modal analysis. From the analyses above it is concluded that all ground floor columns are sufficient against seismic loads, as the failure indices decreased by 50.32% and 47.10% in

terms of bending and shear forces respectively. Also there was a decrease of 76.26% in the interstory-drifts, no uplift occurred in any bearing and the fundamental period was 2.53 s.

The bearings selected have dimensions of $600.00 \times 600.00 \times 130.00$ mm, their radius of curvature is 2980.00 mm, their design displacement is 156.30 mm and their friction coefficient is 2.50%.

Also the accompanying structural elements of the retrofit were analyzed and dimensioned. For the temporary shoring of the building the possibility of a seismic event was taken into consideration, and strengthening of the foundation pads was decided (slab-on-grade foundation). Also provisions were taken for the inspection and possible replacement of the bearings.

After that, a cost and time scheduling comparison between the retrofitting using seismic isolation and a corresponding conventional retrofit, was performed using the project management program ProjectLibre®. The Gantt diagram resulted in a smaller duration by three months and a lower cost of 115.55 €/m² in favor of the first one.

The final conclusion of this study is that seismic retrofitting through seismic isolation of existing buildings is a good solution and should be used widely in the future, in many types of structures. The long term study of the bearings behavior either in lab or in real applications, the evaluation and review of the code provisions, the of the structural analysis programs could contribute to that direction

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Στόχος εργασίας

Ο στόχος της εργασίας είναι η διερεύνηση της σεισμικής αναβάθμισης υφιστάμενου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με χρήση εφεδράνων εκκρεμούς ολίσθησης – τριβής (FPS). Η εξέταση του προβλήματος μέσω υπολογιστικών προσομοιωμάτων εστιάζει αφενός στα οφέλη της επέμβασης μέσω σεισμικής μόνωσης και αφετέρου στην οικονομική σύγκριση μεταξύ αυτής και της συμβατικής επέμβασης.

1.2 Μεθοδολογία εργασίας

Η παρούσα εργασία συντάχθηκε κατόπιν της παρακάτω διαδικασίας:

A) Ανάγνωση διεθνούς βιβλιογραφίας σχετικά με τις αρχές εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης ευρύτερα, κατανόηση και κριτική θεώρηση αυτής.

B) Ανάγνωση διπλωματικών ή πτυχιακών εργασιών και διδακτορικών διατριβών της ελληνικής ακαδημαϊκής κοινότητας κατανόηση και κριτική θεώρηση αυτών.

Γ) Ανάγνωση αναφορών και άρθρων (papers) - διαθέσιμων κυρίως στο διαδίκτυο - σχετικά με έργα κατασκευής νέων κτιρίων ή αναβάθμισης υφισταμένων ανά τον κόσμο με σχεδίαση με σεισμική μόνωση.

Δ) Ανάγνωση διατάξεων περί σεισμικής μόνωσης του διεθνούς κανονιστικού πλαισίου (Ευρώπη – ΗΠΑ), κατανόηση, σύγκριση και κριτική θεώρηση αυτών.

E) Δημιουργία υπολογιστικών προσομοιωμάτων με χρήση των εμπορικών προγραμμάτων ETABS®, FAGUS®, Seismomatch® και Excel®. Παρουσίαση στοιχείων αρχικής αποτίμησης και επέμβασης με μόνωση βάσης στο υπό εξέταση υφιστάμενο κτίριο.

ΣΤ) Διερεύνηση και επιλογή κατασκευαστικών διατάξεων για την τελική διαμόρφωση της επέμβασης με σεισμική μόνωση στο εξεταζόμενο κτίριο.

Z) Εύρεση στοιχείων που αφορούν την αγορά έργων πολιτικού μηχανικού και κοστολόγηση των δύο τύπων επεμβάσεων, με χρήση των εμπορικών προγραμμάτων Excel® και Project Libre®.

H) Διαμόρφωση τελικών συμπερασμάτων με σαφή αιτιολόγηση (χρήση αριθμητικών διαγραμμάτων, πινάκων κ.α.)

1.3 Διάρθρωση εργασίας

Η δομή της παρούσης εργασίας αποτελείται από δύο κύρια μέρη: βιβλιογραφικό και υπολογιστικό. Στο πρώτο σκέλος εντάσσονται τα Κεφάλαια 1, 2, 3, 4 και στο δεύτερο σκέλος εντάσσονται τα Κεφάλαια 5, 6, 7, 8.

Για την ακρίβεια ισχύουν τα εξής:

A) Κεφάλαιο 1^ο: Εισαγωγή εργασίας όπου αναγράφεται ο στόχος, η μεθοδολογία και διάρθρωση αυτής. Επίσης περιλαμβάνεται η ενότητα της τεκμηρίωσης αυτής καθώς συγκρίνεται με προϋπάρχουσες μελέτες – εργασίες και δίδεται εκτίμηση των τομέων που χρήζουν περαιτέρω έρευνας.

B) Κεφάλαιο 2^ο: Αναφέρονται οι βασικές έννοιες της σεισμικής μόνωσης, η ιστορική αναδρομή αυτής καθώς και μία παρουσίαση των ιδιοτήτων των εφεδράνων που χρησιμοποιήθηκαν σε έργα πολιτικού μηχανικού έως σήμερα. Επίσης επιχειρείται μια προκαταρκτική σύγκριση μεταξύ της επέμβασης με σεισμική μόνωση και της συμβατικής επέμβασης σε υφιστάμενα κτίρια, βασιζόμενη κυρίως στη διεθνή βιβλιογραφία.

Γ) Κεφάλαιο 3^ο: Παρουσιάζεται το σύνολο των προϋποθέσεων εφαρμογής σεισμικής μόνωσης καθώς και ο τρόπος εφαρμογής (know how) σε υφιστάμενα κτίρια.

Δ) Κεφάλαιο 4^ο: Παρουσιάζονται οι βασικές διατάξεις των κανονιστικών πλαισίων Ευρώπης και ΗΠΑ που αφορούν την σεισμική μόνωση. Εν συνεχεία γίνεται σύγκριση και κριτική των διατάξεων με το σκεπτικό ότι υπάρχουν περιθώρια βελτίωσης καθώς η σχεδίαση με χρήση σεισμικής μόνωσης μετρά λίγα χρόνια ζωής.

Ε) Κεφάλαιο 5^ο: Γίνεται εισαγωγή στο υπολογιστικό μέρος της εργασίας με τεκμηρίωση του εξεταζόμενου κτιρίου και αποτίμηση αυτού με βάσει τις διατάξεις των σημερινών κανονισμών.

ΣΤ) Κεφάλαιο 6^ο: Γίνεται η διερεύνηση επέμβασης στο εξεταζόμενο κτίριο με χρήση εφεδράνων και παρουσίαση των ανάλογων αποτελεσμάτων.

Ζ) Κεφάλαιο 7^ο: Γίνεται η τελική κοστολόγηση και χρονικός προγραμματισμός των δύο τύπων επεμβάσεων (με σεισμική μόνωση – συμβατικής) πάντα με βάσει τις ιδιότητες της ελληνικής αγοράς.

Η) Κεφάλαιο 8^ο: Παρουσιάζονται τα τελικά συμπεράσματα της εργασίας, με σύγκριση των στοιχείων των Κεφαλαίων 5, 6 και 7.

1.4 Τεκμηρίωση εργασίας

Το θέμα της παρούσης εργασίας επιλέχθηκε κατ' αρχήν κυρίως για δύο αιτίες. Αφενός διότι αναφέρεται σε ένα είδος σχεδίασης το οποίο εφαρμόζεται πρακτικά τα τελευταία 30 έτη και αφετέρου διότι σεισμική αναβάθμιση σε υφιστάμενο κτίριο με χρήση σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα δεν έχει πραγματοποιηθεί ακόμα, παρά μόνο εν μέρει στο Στάδιο Ειρήνης και Φιλίας το 2004.

Θεμέλιο για την σύνταξη της εργασίας είναι η ανάγνωση και κριτική θεώρηση της σχετικής υπάρχουσας βιβλιογραφίας (άρθρα, αναφορές, εργασίες κ.α). Τελικά διαπιστώνεται ότι γενικώς η ποσότητα αυτών είναι σχετικά μικρή, ενώ τα συμπεράσματά τους εστιάζουν στην τεχνική σύγκριση μεταξύ νέων συμβατικών και αντίστοιχων σύγχρονων κατασκευών. Αντιθέτως στην παρούσα εργασία επιλέγεται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενης δομής και η μελέτη εφαρμογής σεισμικών εφεδράνων σε αυτή, ενώ δίνεται έμφαση στις επιμέρους κατασκευαστικές λεπτομέρειες για την τελική διαμόρφωση αυτής.

Η επιλογή των εφεδράνων εκκρεμούςς ολίσθησης – τριβής (FPS), ως παράγοντα για την σχεδίαση της επέμβασης, έγκειται στο γεγονός ότι είναι ένα είδος συστήματος το οποίο έχει μελετηθεί και χρησιμοποιηθεί αρκετά λιγότερο σε σχέση με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

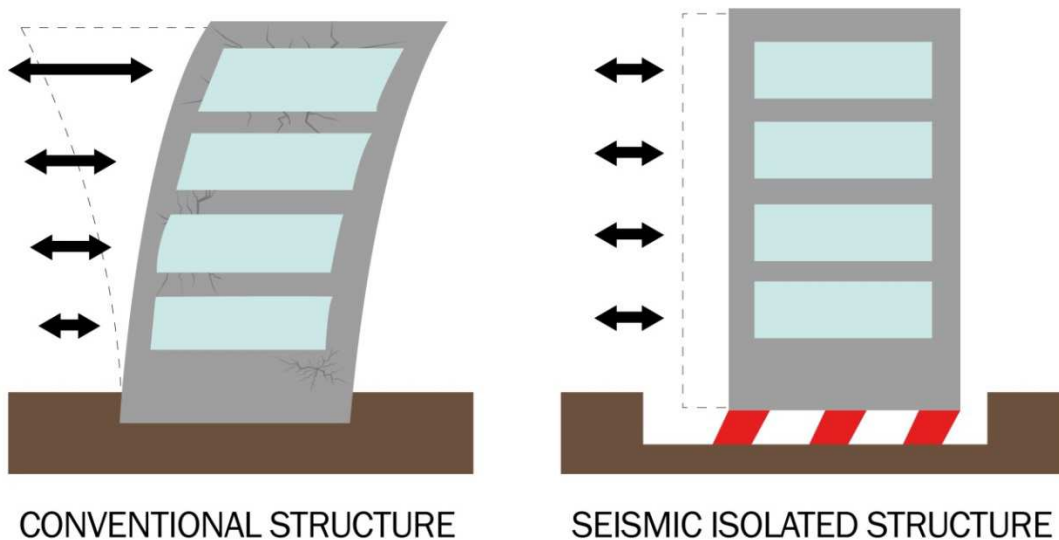
Κομβικό σημείο επίσης είναι η ανάγνωση και κριτική των διεθνών κανονισμών περί σεισμικής μόνωσης αφού αυτοί βρίσκονται ακόμα σε πρώιμο στάδιο. Άλλωστε επιχειρείται μια πρόταση βελτίωσης των διατάξεων αυτών, μια και υπάρχουν πραγματικά αποτελέσματα από την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης ανά τον κόσμο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

2.1 Βασικές έννοιες

Σε αυτή την ενότητα θα δοθεί μια συνοπτική περιγραφή των αρχών λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης καθώς και των ιδιοτήτων αυτής.

Σεισμική μόνωση ορίζεται ως το σύστημα που τοποθετείται σε μια κατασκευή και απορροφά το μεγαλύτερο μέρος των σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται σε αυτήν. Επομένως η απομόνωση της κατασκευής από τις εδαφικές διεγέρσεις οδηγεί σε διαφοροποίηση της απόκρισής της (Εικόνα 1), προσδίδοντας σε αυτήν μια ευρεία γκάμα πλεονεκτημάτων σε σχέση με μια αντίστοιχη συμβατική κατασκευή ως αναλύονται στην ενότητα 2.4.



Εικόνα 1 Τυπική απόκριση συμβατικής – σεισμικά μονωμένης κατασκευής [1]

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης με βάση την συνολική συμπεριφορά τους διακρίνονται σε παθητικά, ενεργητικά και ημι-ενεργητικά [2]. Τα παθητικά συστήματα ενεργοποιούνται απευθείας από την εδαφική διέγερση όταν αυτή συμβεί και η εν γένει τυπική απόκρισή τους έχει προβλεφθεί από την αρχική μελέτη. Αυτά αποτελούνται από τους μονωτήρες ως αναλύονται στην ενότητα 2.3, τους αποσβεστήρες και τα υβριδικά συστήματα συνδυασμού μονωτήρων – αποσβεστήρων. Τα ενεργητικά συστήματα ενεργοποιούνται έμμεσα καθώς γίνεται συλλογή στοιχείων της εδαφικής διέγερσης από ένα δίκτυο αισθητήρων, ύστερα γίνεται καθορισμός της επιθυμητής απόκρισης από κεντρικό υπολογιστή και εν συνεχεία ενεργοποιούνται οι κατάλληλοι ηλεκτρο-υδραυλικοί μηχανισμοί. Επομένως η απόκριση του συστήματος υπολογίζεται ξεχωριστά για κάθε πιθανό σεισμικό γεγονός κάτι το οποίο συνεπάγεται υψηλή απαίτηση ηλεκτρικής ενέργειας και υπολογιστικών πόρων. Τα ημι-ενεργητικά συστήματα αποτελούνται από συνδυασμό παθητικών και ενεργητικών συστημάτων. Μέχρι σήμερα εφαρμόζονται κυρίως

τα παθητικά συστήματα μόνωσης, μια και τα ενεργητικά βρίσκονται ακόμα σε ερευνητικό στάδιο.

Όπως αναφέρθηκε η σεισμική μόνωση εισάγεται εντός της κατασκευής οπότε σε αυτή διαμορφώνονται τρία τμήματα:

A) Υποδομή: Είναι το τμήμα της κατασκευής κάτωθεν της σεισμικής διεπιφάνειας και παραλαμβάνει το σύνολο των σεισμικών φορτίων.

B) Διεπιφάνεια: Είναι το επίπεδο καθ' ύψος που τοποθετείται το σύστημα σεισμικής μόνωσης. Συνήθως όπως διαπιστώνεται από την διεθνή βιβλιογραφία αυτό βρίσκεται στην βάση της δομής, αλλά και κάποιες φορές σε υψηλότερη στάθμη όπως στο κτίριο της Taisei Corp στην Ιαπωνία [3]. Μέχρι στιγμής δεν έχει κατασκευασθεί έργο με παραπάνω της μιας διεπιφάνειας, και ταυτόχρονα δεν καλύπτεται από τον σχετικό κανονισμό (EC8 §10.1.4) [4].

Γ) Ανωδομή: Είναι το τμήμα της κατασκευής άνωθεν της σεισμικής διεπιφάνειας και παραλαμβάνει ένα μικρό ποσοστό των σεισμικών φορτίων.

Για την απρόσκοπτη λειτουργία της σεισμικής μόνωσης απαιτείται σεισμικός αρμός που ορίζεται ως το διάκενο μεταξύ ανωδομής και περιβάλλοντος. Χωρίς αυτόν δεσμεύονται οι μετατοπίσεις της ανωδομής και κατ' επέκταση οι μονωτήρες δεν λειτουργούν σε ένα σεισμικό γεγονός. Το μέγεθος του αρμού ορίζεται από τις εκάστοτε ιδιότητες του κάθε συστήματος σεισμικής μόνωσης. Εξάλλου ο σεισμικός αρμός απαιτείται και σε συμβατικές κατασκευές, ώστε αυτές να αποκρίνονται ανεξάρτητα.

Οι παραμετρικές έννοιες που συνοδεύουν τον σχεδιασμό συστημάτων σεισμικής μόνωσης και λαμβάνονται υπόψη από τους αντίστοιχους κανονισμούς, είναι σημαντικές για την αξιόπιστη λειτουργία αυτών στον σεισμό σχεδιασμού. Άλλωστε η τεχνολογική εξέλιξη των μονωτήρων (Εν. 2.3) βασιζόταν στην βελτίωση των παρακάτω τεσσάρων ιδιοτήτων τους. Αυτές είναι:

Κατακόρυφη δυσκαμψία: Προσδίδει στον μονωτήρα επάρκεια έναντι των κατακόρυφων φορτίων και αποφυγή λικνισμού σε σεισμικά γεγονότα.

Οριζόντια δυσκαμψία: Προσδίδει στον μονωτήρα επάρκεια έναντι μικρών οριζόντιων φορτίων (ανέμων ή σεισμικών).

Απόσβεση: Είναι η διαδικασία της σταδιακής μείωσης των μετατοπίσεων των μονωτήρων και διαχωρίζεται σε ιξώδη και υστερητική.

Δύναμη επαναφοράς: Είναι η δύναμη επαναφοράς των μονωτήρων στην αρχική τους θέση και κατ' επέκταση της ανωδομής.

2.2 Ιστορική αναδρομή [5]

Ο επονομαζόμενος και ως «πατέρας της σύγχρονης σεισμολογίας» John Milne, ήταν ο πρώτος που πειραματίστηκε σε επίπεδο εργαστηρίου με την τεχνική της σεισμικής μόνωσης. Όντας καθηγητής μεταλλειολογίας στο Πανεπιστήμιο του Τόκιο, το 1885 δημιούργησε ένα προσομοίωμα κτιρίου το οποίο διαχωριζόταν από την θεμελίωση με χυτοσιδηρές μπάλες. Το αποτέλεσμα αρχικά δεν ήταν ικανοποιητικό καθώς υπήρχε απόκριση του κτιρίου σε φορτία

ανέμου, οπότε ο Milne μείωσε την διάμετρο των μπαλών από 10 ίντσες σε ¼ ίντσες ώστε να παρέχεται επαρκής οριζόντια δυσκαμψία σε μικρά φορτία.

Μετά από σχεδόν 25 έτη, το 1909 ο Βρετανός γιατρός Johannes A. Calantarients συνέχισε τη έρευνα του Milne. Για την ακρίβεια έφτιαξε ένα προσομοίωμα όπου οι μπάλες αντικαταστάθηκαν από ένα λεπτό στρώμα άμμου, ώστε να παρέχεται μέσω της τριβής επαρκής οριζόντια δυσκαμψία σε μικρά φορτία, αλλά και επαρκής απόσβεση. Στα σχέδια του Calantarients αποτυπώθηκαν επίσης οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες, όπως η παρουσία σεισμικού αρμού και η δημιουργία ειδικών συνδέσεων των κατακόρυφων στοιχείων (σωληνώσεων) στο επίπεδο της διεπιφάνειας (Εικόνες 1, 2).

Αξίζει να αναφερθεί ότι το 1908 η Ιταλική πολιτεία εξέτασε την πρόταση Calantarients μετά τον καταστρεπτικό σεισμό του Messimo – Regio, όμως η πρόταση κρίθηκε αρκετά ακριβή και έτσι επιλέχθηκε η συμβατική σχεδίαση των νέων κτιρίων. Έτσι μετά από σχεδόν 20 έτη στην Ινδία, στο σεισμό του 1930 στο Dubhai και του 1934 στο Bihar, κτίρια που ήταν δομημένα με βάση το σχέδιο Calantarients άντεξαν, αποδεικνύοντας ότι η πρότασή του ήταν αξιόπιστη.

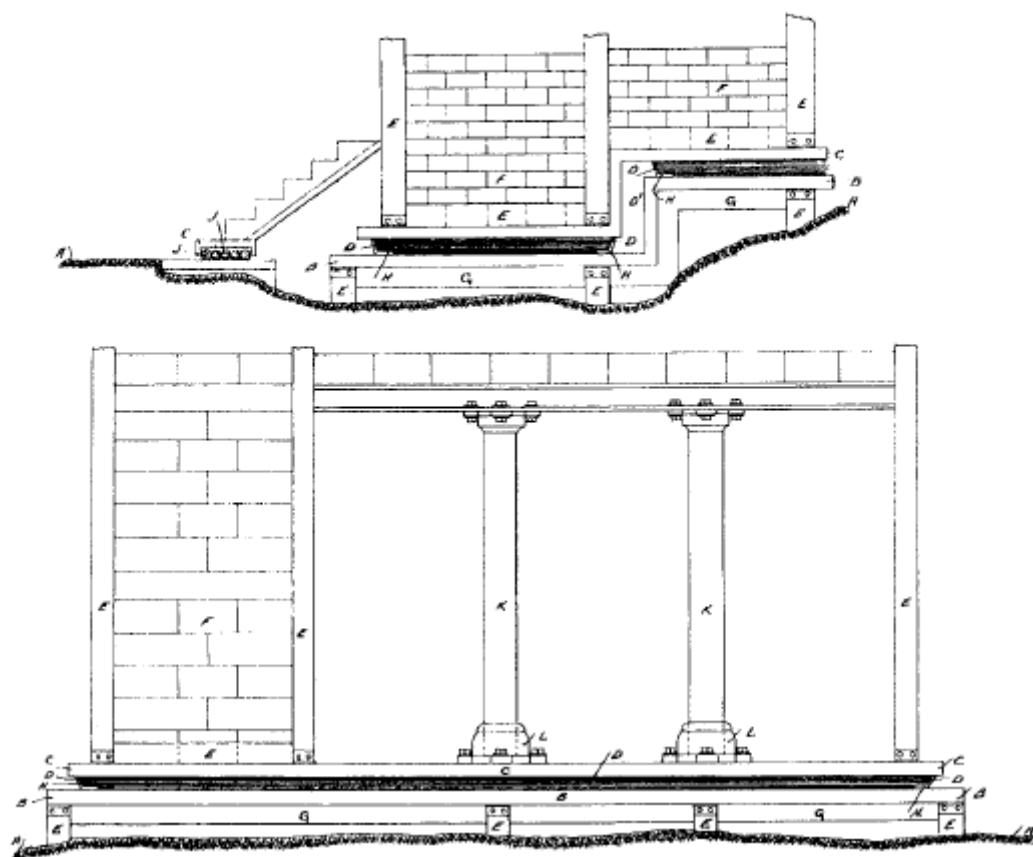
Το 1969 σε ένα νέο δημοτικό σχολείο στο Pestalozzi των Σκοπίων γίνεται η πρώτη εφαρμογή παγκοσμίως σεισμικής μόνωσης με ελαστομερή εφέδρανα γνωστή και ως Swiss Full Base Isolation – 3D System. Το αποτέλεσμα της εφαρμογής όμως ήταν απογοητευτικό λόγω της χαμηλής κατακόρυφης δυσκαμψίας, καθώς τα εφέδρανα παραμορφώθηκαν υπό τα κατακόρυφα φορτία και το κτίριο λικνιζόταν σε σεισμικά γεγονότα.

Το 1981 στο Wellington της Νέας Ζηλανδίας, ολοκληρώνεται το William Clayton building. Το κτίριο αποτέλεσε την πρώτη εφαρμογή σεισμικής μόνωσης στη χώρα και επίσης την πρώτη παγκόσμια εφαρμογή ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου (LRB). Το 1985 στο νέο δικαστικό μέγαρο του Foothill στην California έγινε η πρώτη εφαρμογή σεισμικής μόνωσης στις ΗΠΑ και συνάμα η πρώτη χρήση παγκοσμίως ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης (HDRB). Ταυτόχρονα το 1986 κατασκευάστηκε το πρώτο σεισμικά μονωμένο κτίριο στην Ιαπωνία με τον ρυθμό κατασκευής τέτοιων κτιρίων από 10/έτος να εκτοξεύεται σε 80/έτος ύστερα από το σεισμό του Kobe το 1995.

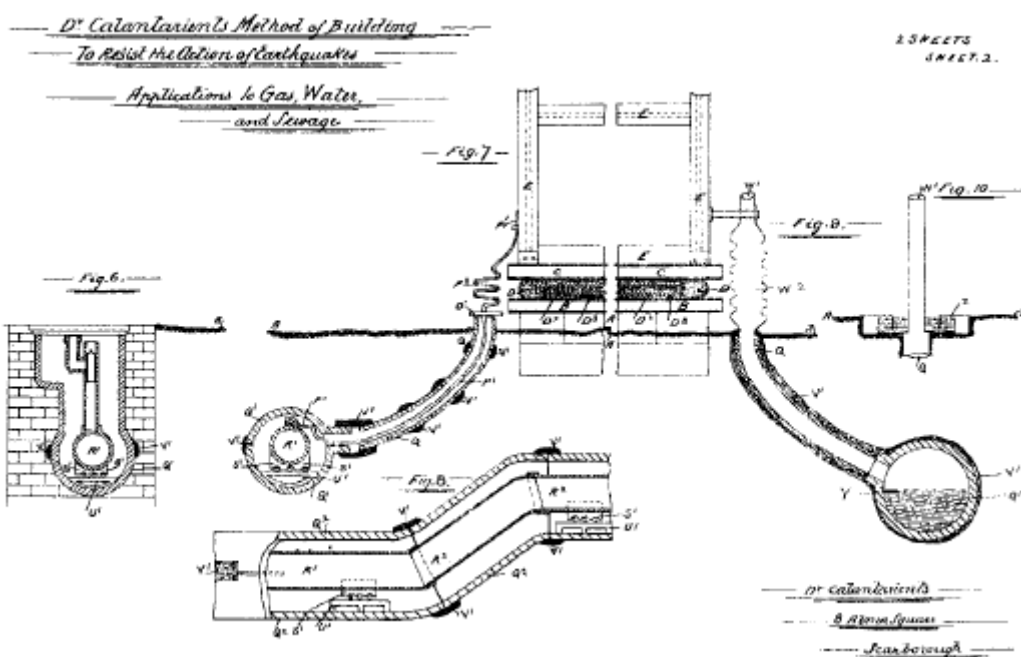
Το 1989 έγινε η πρώτη αναβάθμιση υφιστάμενου κτιρίου με χρήση σεισμικής μόνωσης παγκοσμίως. Συγκεκριμένα στο 4 – όροφο κτίριο διαμερισμάτων Marina Apartments του San Fransisco των ΗΠΑ, τοποθετήθηκαν για πρώτη φορά εφέδρανα εκκρεμούς ολίσθησης – τριβής (FPS). Το σύστημα αυτό είχε ανακαλυφθεί λίγο νωρίτερα, το 1986.

Έκτοτε παραδείγματα αναβάθμισης υφιστάμενων σημαντικών κτιρίων συναντώνται σε αρκετές χώρες όπως ΗΠΑ [5], Ιαπωνία [3], Νέα Ζηλανδία [5], Αρμενία [6], Κίνα [7], Κύπρο [8], Τουρκία [9], Ρουμανία [6] κ.α.

— Dr. CALANTARIENS METHOD OF BUILDING STRUCTURES AND APPURTENANCES —
— TO RESIST THE ACTION OF EARTHQUAKES AND HIGH WINDS —



Εικόνα 2 Σύστημα Calantariens [5]



Εικόνα 3 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες Calantariens [5]

2.2.1 Σεισμική μόνωση στην Ελλάδα

Η τεχνική της σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα εφαρμόστηκε για πρώτη φορά αρκετά αργότερα σε σχέση με χώρες του εξωτερικού, καθώς το πρώτο καταγεγραμμένο έργο είναι ο σταθμός εξυπηρέτησης αυτοκινήτων «Σείριος» με χρήση τεσσάρων ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης το έτος 1994 [10]. Επίσης όπως φαίνεται και από τον πίνακα παρακάτω, η ποσότητα των εφαρμογών σεισμικής μόνωσης (24 κατασκευές) είναι σαφώς μικρότερη συγκριτικά με χώρες του εξωτερικού και αφορά μόνο νέα έργα υψηλής σπουδαιότητας (γέφυρες, δεξαμενές, κέντρα πολιτισμού).

Αυτή η κατάσταση οφείλεται κυρίως στο αυξημένο αρχικό κόστος αγοράς των εφεδράνων αλλά και στην απουσία σχετικών διατάξεων στους ελληνικούς κανονισμούς (ΕΑΚ - ΕΚΩΣ). Συγκεκριμένα η σεισμική μόνωση θεσμοθετήθηκε μόλις το 2004 με τις σχετικές οδηγίες του ΥΠΕΧΩΔΕ για την σεισμική μόνωση των γεφυρών [11], ενώ για τις υπόλοιπες κατασκευές μόλις το 2014 μέσω του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, Κεφ. 10 [12]. Επομένως η έλλειψη θεσμικού και γνωστικού υποβάθρου, κατέστησε την χρήση της σεισμικής μόνωσης ελάχιστα δημοφιλή σε σχέση με την συμβατική σχεδίαση.

Επίσης διευκρινίζεται ότι πολλά έργα γεφυροποιίας στην Ελλάδα έχουν σχεδιαστεί για μερική σεισμική μόνωση. Δηλαδή διαθέτουν ελαστομερή εφέδρανα ή εφέδρανα σημειακού τύπου τα οποία παραλαμβάνουν φορτία συστολών – διαστολών και εν γένει μόνο μικρά σεισμικά φορτία. Οπότε επειδή αυτά τα συστήματα δεν έχουν μελετηθεί για σεισμό σχεδιασμού, στον παρακάτω πίνακα αναφέρονται τα έργα που έχουν μελετηθεί μόνο για πλήρη σεισμική μόνωση.

Α/Α	ΕΤΟΣ	ΕΡΓΟ	ΤΥΠΟΙ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ	ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ
1	1994	ΣΕΑ ΣΕΙΡΙΟΣ (ΠΑΘΕ) [10]	ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	4 HDRB
2	1995	ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΙΣΘΜΟΥ ΚΟΡΙΝΘΟΥ [10]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	24 HDRB + 4 εφέδρανα σημειακού τύπου
3	1996	1η & 2η ΔΕΞΑΜΕΝΗ LNG ΡΕΒΥΘΟΥΣΑΣ [13]	ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ - ΤΡΙΒΗΣ	212 FPS / ΔΕΞΑΜΕΝΗ
4	2004	ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΙΣΘΜΟΥ ΚΟΡΙΝΘΟΥ [13] [14]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	24 LRB + 4 αποσβεστήρες
5	2004	ΚΥΡΙΑ ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΡΙΟΥ – ΑΝΤΙΡΙΟΥ [13] [10]	ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ	20 αποσβεστήρες
6	2004	ΠΡΟΣΒΑΣΕΙΣ ΟΔΙΚΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΡΙΟΥ - ΑΝΤΙΡΙΟΥ [13] [10]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	96 ELB + 44 αποσβεστήρες
7	2004	ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΣΤΑΔΙΟΥ ΕΙΡΗΝΗΣ & ΦΙΛΙΑΣ (ΑΘΗΝΑ)	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	Εφέδρανα σημειακού τύπου + αποσβεστήρες
8	2005	ΣΤΕΓΑΣΤΡΟ ΑΡΧΑΙΟΛΟΓΙΚΟΥ ΧΩΡΟΥ ΣΑΝΤΟΡΙΝΗΣ [13]	ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	LRB (Αποκατάσταση κατάρρευσης 2011)
9	2005	ΩΝΑΣΕΙΟΣ ΣΤΕΓΗ ΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΩΝ [15]	ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ - ΤΡΙΒΗΣ	46 FPS
10	2006	ΝΕΟ ΜΟΥΣΕΙΟ ΑΚΡΟΠΟΛΗΣ [13]	ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ - ΤΡΙΒΗΣ	94 FPS
11	2006	ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΜΕΓΑΛΟΡΕΜΑΤΟΣ (ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ) [13] [14]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	16 ELB + 16 αποσβεστήρες
12	2006	ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ ΤΙΘΟΡΕΑΣ - ΔΟΜΟΚΟΥ (ΟΣΕ Γ12, Γ13, Γ14, Γ15, Γ16) [16] [17]	ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ - ΤΡΙΒΗΣ	FPS
13	2006	ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ ΤΙΘΟΡΕΑΣ - ΔΟΜΟΚΟΥ (ΟΣΕ Γ3, Γ5, Γ8, Γ10, Γ11) [14] [18]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	Εφέδρανα σημειακού τύπου + αποσβεστήρες
14	2006	ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΑΡΑΧΘΟΥ (ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ) [13] [10]	ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ	16 αποσβεστήρες
15	2006	ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ Γ7 (ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ) [13]	ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ	90 αποσβεστήρες
16	2007	ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΚΡΥΣΤΑΛΛΟΠΗΓΗΣ Γ4 (ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ) [14]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	4 LRB / βάθρο + 7 αποσβεστήρες / ακρόβαθρο

17	2007	ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΝΕΣΤΟΥ (ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ) [19]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	10 LRB + 2 αποσβεστήρες / βάθρο
18	2007	ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ Τ10 (ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ) [20]	ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	6 LRB / βάθρο
19	2007	ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΗΣΑΠ ΑΜΑΡΟΥΣΙΟΥ [13]	ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ	144 αποσβεστήρες
20	2008	ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ Δ.Π.Λ. ΑΙΓΑΛΕΩ [21]	ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ	-
21	2009	ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΑΞΙΟΥ - ΕΙΔΟΜΕΝΗΣ (ΟΣΕ Τ12) [22]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	LRB + αποσβεστήρες
22	2016	ΚΕΝΤΡΟ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ ΙΔΡΥΜΑΤΟΣ ΣΤΑΥΡΟΣ ΝΙΑΡΧΟΣ [23]	ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ - ΤΡΙΒΗΣ	323 FPS
23	2016	ΟΔΙΚΗ ΓΕΦΥΡΑ ΤΣΑΚΩΝΑΣ Τ4 (ΜΟΡΕΑΣ) [24]	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	ELB + αποσβεστήρες
24	2017	3η ΔΕΞΑΜΕΝΗ LNG ΡΕΒΥΘΟΥΣΑΣ [25]	ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ - ΤΡΙΒΗΣ	FPS

Πίνακας 1 Λίστα έργων σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα¹

¹ Οι χρονολογίες αναφέρονται στο έτος παράδοσης του κάθε έργου



Εικόνα 4 Δεξαμενές LNG Ρεβουθούσας 1996 [26]



Εικόνα 5 Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων & Τεχνών 2005 [15]



Εικόνα 6 Νέο Μουσείο Ακρόπολης 2006 [13]



Εικόνα 7 Γέφυρα Μεγαλορέματος (ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ) 2006 [27]



Εικόνα 8 Κέντρο Πολιτισμού Ιδρύματος Σταύρος Νιάρχος 2016 [23]

2.3 Τύποι εφεδράνων σεισμικής μόνωσης

Οι σεισμικοί μονωτήρες διαχωρίζονται με βάση τη λειτουργία τους σε ελαστομεταλλικούς και ολίσθησης – τριβής, τα χαρακτηριστικά των οποίων παρουσιάζονται σε αυτή την ενότητα. Επίσης θα αναφερθούν συνοπτικά κάποια συστήματα που περιλαμβάνουν συνδυασμό ή μικρές παραλλαγές αυτών, αλλά δεν καρποφόρησαν για διάφορους λόγους.

Κοινό στοιχείο των δύο συστημάτων είναι η παρουσία δύο μεταλλικών πλακών που πακτώνονται στα κατακόρυφα στοιχεία. Η σχετική μετατόπισή τους πρακτικά περιλαμβάνει το μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής μετατόπισης που εισέρχεται στην δομή, ανακουφίζοντας την ανωδομή τόσο από τις εδαφικές επιταχύνσεις όσο και από τις σχετικές παραμορφώσεις.

Η βασική διαφορά των δύο συστημάτων είναι ότι στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υπάρχει παραμόρφωση του σώματος μεταξύ των πλακών, ενώ στα ολίσθησης – τριβής υπάρχει ελεύθερη κίνηση του σώματος, χωρίς παραμόρφωση. Επομένως αυτή η διαφοροποίηση προδιαθέτει διαφορετικούς κανόνες διαστασιολόγησης των εφεδράνων.

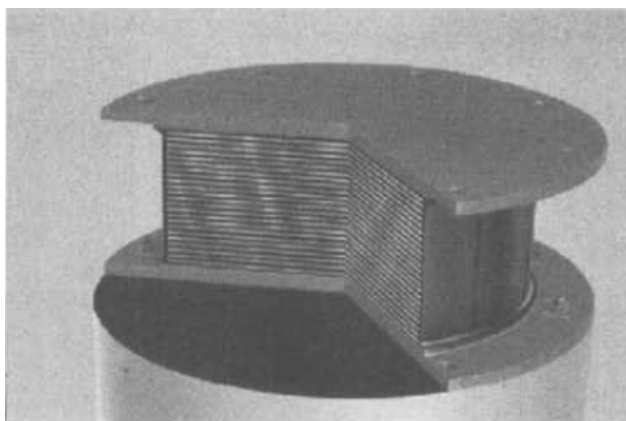
2.3.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Η βασική δομή των ελαστομεταλλικών εφεδράνων περιλαμβάνει την παρουσία δύο μεταλλικών πλακών από χάλυβα, μεταξύ των οποίων παρεμβάλλεται ένα συμπαγές σώμα με κύριο υλικό κατασκευής το καουτσούκ (φυσικό ή συνθετικό). Η ανάγκη βελτίωσης των ιδιοτήτων των εφεδράνων οδήγησε στην παραγωγή και εφαρμογή διαφορετικών παραλλαγών, οπότε σήμερα συναντώνται οι παρακάτω 3 κύριοι τύποι αυτών.

2.3.1.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (NRB) [5]

Μετά την αποτυχία εφαρμογής ελαστομερών εφεδράνων το 1969 στα Σκόπια, παρήχθησαν τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης. Το κύριο σώμα των εφεδράνων αποτελείται από φύλλα καουτσούκ μεταξύ των οποίων τοποθετούνται φύλλα χάλυβα, ώστε να υπάρξει αύξηση της κατακόρυφης δυσκαμψίας (Εικόνα 9). Η διαδικασία περιλαμβάνει την εκθείωση των φύλλων καουτσούκ και την σύνδεση με τα φύλλα του χάλυβα σε περιβάλλον με υψηλή πίεση και θερμοκρασία. Χαρακτηριστικό αυτού του τύπου εφεδράνων, όπως προδίδει και το όνομά τους, είναι η χαμηλή απόσβεση που διαθέτουν, της τάξης του 2.00 – 3.00% στο 100.00% της διατμητικής έντασης.

Στα πλεονεκτήματα αυτών των εφεδράνων εντάσσονται η εύκολη κατασκευή, η εύκολη προσομοίωση λόγω οιονεί γραμμικής συμπεριφοράς, καθώς και η ανεξαρτησία της απόκρισής τους από παράγοντες όπως η γήρανση και η θερμοκρασία. Αντιθέτως η μικρή ποσότητα απόσβεσης επιβάλλει την χρήση αποσβεστήρων, οι οποίοι όπως αποδεικνύεται παρακάτω (Εν. 3.1), μειώνουν το βαθμό σεισμικής μόνωσης, και είναι ευάλωτοι σε κόπωση. Γενικώς η χρήση αυτών των εφεδράνων είναι δημοφιλής κυρίως στην Ιαπωνία.



Εικόνα 9 Εφέδρανο χαμηλής απόσβεσης NRB [5]

2.3.1.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB) [5]

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης έχουν σχεδόν όμοιο τρόπο κατασκευής με τα εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης. Η διαφοροποίηση έγκειται στο γεγονός ότι ανάμεσα στα φύλλα καουτσούκ και χάλυβα προστίθενται φύλλα άνθρακα ή επιπλέον υλικά όπως έλαια, ρητίνες κ.α. Επακόλουθο αυτής της διαδικασίας είναι η αύξηση της απόσβεσης που κυμαίνεται μεταξύ 10.00 – 20.00% στο 100.00% της διατμητικής έντασης.

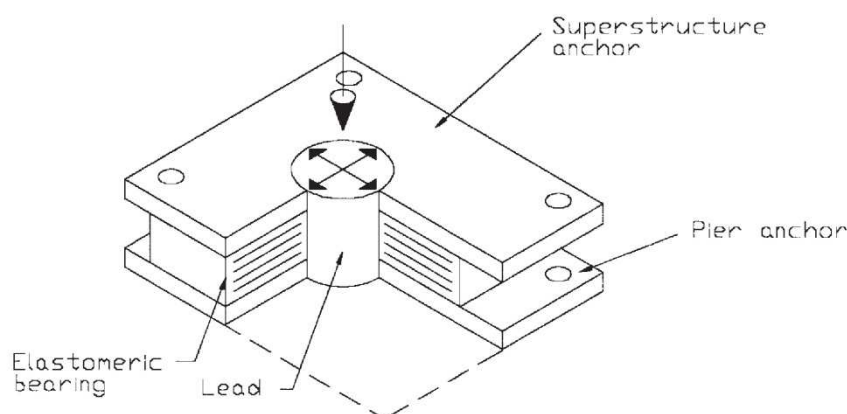
Η συνολική συμπεριφορά τους είναι πιο ευνοϊκή σε σχέση με τα εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης καθώς μετά από πειράματα που έγιναν, πρόεκυψαν τα εξής αποτελέσματα. Στα χαμηλά επίπεδα διατμητικών εντάσεων (μέχρι 20.00%) η οριζόντια δυσκαμψία και η απόσβεση είναι αρκετά υψηλή εμποδίζοντας την μετατόπιση σε μικρά φορτία. Στο διάστημα 20.00 – 120.00% της διατμητικής έντασης, η απόσβεση και δυσκαμψία μειώνεται, ώστε ο μονωτήρας να παραλάβει τις σεισμικές μετατοπίσεις και να παρουσιάσει οιονεί γραμμική απόκριση. Για διατμητική ένταση άνω του 120.00%, συντελείται κρυστάλλωση του υλικού και απότομη αύξηση της οριζόντιας δυσκαμψίας ώστε να μειωθούν οι μετατοπίσεις. Επίσης η απόσβεση δεν είναι ούτε ιξώδης, ούτε υστερητική με την αναλογία μείωσης ενέργειας να είναι 1 / 1.50 ανά κύκλο φόρτισης.

2.3.1.3 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB) [5]

Τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου αποτελούν την τελευταία εξέλιξη των ελαστομεταλλικών εφεδράνων και η ευρεία χρήση τους παγκοσμίως αποδεικνύει πως τελικά αυτό το είδος έχει τις καλύτερες ιδιότητες σε σχέση με τα προαναφερθέντα. Αποτελώντας συνέχεια των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης, σε μια οπή στο κέντρο του εφεδράνου, εισάγεται πείρος μολύβδου με ελάχιστα μεγαλύτερη διάμετρο για καλύτερη πρόσφυση (Εικόνα 10).

Ο πυρήνας μολύβδου προσφέρει αύξηση της κατακόρυφης δυσκαμψίας στα συνήθη στατικά φορτία καθώς και μεγαλύτερη απόσβεση κατά την απόκριση του μονωτήρα συνήθως μέχρι 30.00%. Η επιλογή του μολύβδου ως υλικού έγκειται στο γεγονός ότι η χαμηλή τάση διαρροής

του, προσδίδει στο εφέδρανο μια διγραμμική – ελαστοπλαστική συμπεριφορά με υψηλή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας ανά κύκλο φόρτισης.



Εικόνα 10 Εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου [5]

2.3.2 Εφέδρανα ολίσθησης – τριβής

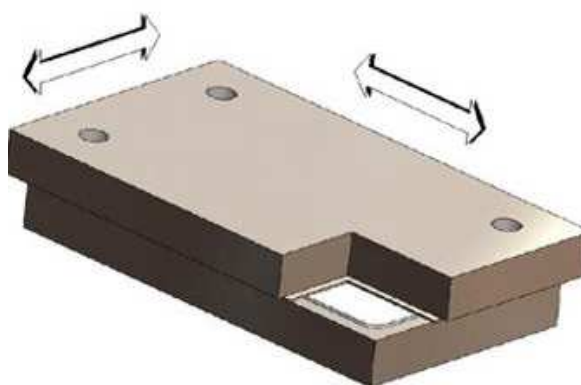
Τα εφέδρανα ολίσθησης - τριβής αποτελούνται από δύο μεταλλικές πλάκες και έχουν την δυνατότητα της ελεύθερης κίνησης μεταξύ τους. Κομβικός παράγοντας στην συμπεριφορά αυτών των εφεδράνων είναι ο συντελεστής τριβής μ , του οποίου η ποσότητα καθορίζει τον βαθμό ελευθερίας ολίσθησης των εφεδράνων. Για να επιτευχθεί η ανάγκη ύπαρξης τριβής επιλέγεται συνήθως η χρήση φύλλων Teflon (πολυτρεταφθοροαιθυλένιο ή PTFE). Όμως τα χαρακτηριστικά τριβής αυτού του υλικού εξαρτώνται από τη θερμοκρασία, την ταχύτητα ολίσθησης, το βαθμό φθοράς και την καθαριότητα της επιφάνειας, δυσκολεύοντας αρκετά την προσομοίωσή του. Επιπλέον η πειραματική προσέγγιση της διαδικασίας ολίσθησης – τριβής με το μοντέλο Coulomb ήταν απογοητευτική, καθώς παρατηρήθηκε μια αύξηση των συχνοτήτων της απόκρισης του φορέα σε σχέση με τον αντίστοιχο συμβατικό. Έτσι παρόλο που η ιδέα της ολίσθησης προϋπήρχε της ιδέας των ελαστομερών εφεδράνων (Εν 2.2), τελικώς η πρακτική σχεδίαση και χρήση εφεδράνων ολίσθησης καθυστέρησε αρκετά. Σήμερα τα εφέδρανα ολίσθησης – τριβής διακρίνονται σε δύο κύριους τύπους.

2.3.2.1 Επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης [5]

Τα επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης αποτελούνται από δύο μεταλλικές πλάκες, ελεύθερα ολισθαίνουσες, όπου μεταξύ αυτών παρεμβάλλεται φύλλο Teflon και κάποιες φορές λιπαντικό μέσο (Εικόνα 11). Παρόλο που αυτό το σύστημα διαθέτει επαρκή οριζόντια δυσκαμψία σε μικρά φορτία, ταυτόχρονα παρουσιάζει και σημαντικές ελλείψεις στην απόκρισή του.

Κατ' αρχήν σε ένα σεισμικό γεγονός υπάρχει απότομη μείωση της δυσκαμψίας, οδηγώντας σε συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση της ανωδομής και κατ' επέκταση σε μείωση του βαθμού σεισμικής μόνωσης. Επιπλέον το σύστημα δεν προσφέρει επαρκή δύναμη επαναφοράς, το οποίο συνεπάγεται μεγάλες παραμένουσες μετατοπίσεις, μεγάλες ροπές στις μεταλλικές πλάκες και μεγάλες διαστάσεις των μονωτήρων. Επομένως μέχρι σήμερα η χρήση

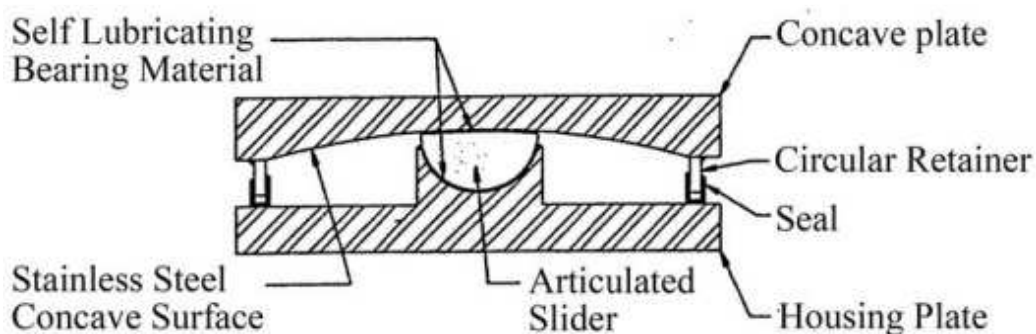
τους περιορίζεται στην γεφυροποιία με συνδυασμό αποσβεστήρων ή ελαστομεταλλικών εφεδράνων για έλεγχο των μετακινήσεων.



Εικόνα 11 Επίπεδο εφέδρανο ολίσθησης [28]

2.3.2.2 Εφέδρανα εκκρεμούς ολίσθησης (FPS) [5]

Τα εφέδρανα εκκρεμούς ολίσθησης έχουν παρόμοια λειτουργία με τα επίπεδα εφέδρανα ολίσθησης, όμως η κύρτωση της μιας εκ' των δύο πλακών προσφέρει επάρκεια δύναμης επαναφοράς. Για την ακρίβεια στην μία πλάκα υπάρχει πακτωμένο ένα ημισφαιρικό χαλύβδινο στοιχείο (slider) το οποίο εφάπτεται στην δεύτερη κοίλη επιφάνεια, με την παρεμβολή ενός φύλλου Teflon για εξασφάλιση στοιχείων τριβής (απόσβεση). Στο σεισμικό γεγονός, το ημισφαιρικό στοιχείο κινείται στην κοίλη επιφάνεια, ανασηκώνοντας την ανωδομή και επαναφέροντας την στην αρχική της θέση (Εικόνα 12). Η πρωτοτυπία αυτού του εφεδράνου είναι η πλήρης ανεξαρτησία του από το αξονικό φορτίο που δέχεται, καθώς όπως αποδεικνύεται και στο κεφάλαιο 5, η ιδιοπερίοδος, η δυσκαμψία και απόσβεση του εξαρτώνται από την ακτίνα καμπυλότητας R του μονωτήρα.



Εικόνα 12 Εφέδρανο εκκρεμούς ολίσθησης - τριβής (FPS) [29]

2.3.3 Λοιπά συστήματα

Τα λοιπά συστήματα εφεδράνων έχουν εφαρμοστεί κυρίως σε συγκεκριμένες κατασκευές, όμως η πολυπλοκότητα των ιδιοτήτων τους, καθιστά την προσομοίωση δύσκολη. Επομένως η χρήση τους δεν είναι ιδιαίτερα δημοφιλής.

2.3.3.1 Συνδυασμός ελαστομεταλλικών και ολίσθησης τριβής εφεδράνων [5]

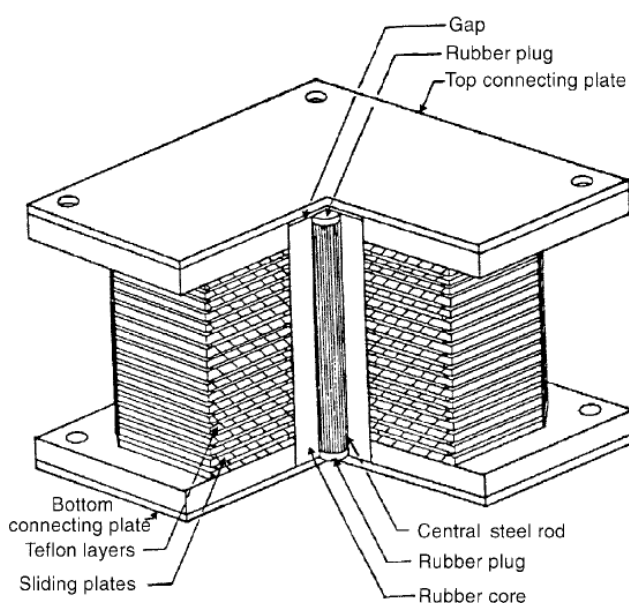
Όπως προαναφέρθηκε (Εν. 2.3.2.1) τα επίπεδα εφεδράνα ολίσθησης ενώ διαθέτουν επαρκή απόσβεση, δεν έχουν επαρκή δύναμη επαναφοράς. Επομένως σε κάποια κτίρια προτάθηκε η μεικτή χρήση τους με ελαστομεταλλικά εφεδράνα για εξασφάλιση επαναφοράς της ανωδομής στην αρχική της θέση και μείωσης των στροφών. Σε αυτή την περίπτωση είναι απαραίτητη η χρήση πολύπλοκων μοντέλων ανάλυσης, άρα και υπολογιστικών πόρων.

2.3.3.2 Σύστημα εφεδράνων Tass [5]

Στο κτίριο Taissei εφαρμόστηκε η χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων με την διαφορά ότι αντί για καουτσούκ χρησιμοποιήθηκε νεοπρένιο, το οποίο αφενός διαθέτει μεγάλη δύναμη επαναφοράς, αλλά ανεπάρκεια στα κατακόρυφα φορτία και τις μεγάλες ταχύτητες. Επομένως έπρεπε να χρησιμοποιηθούν ταυτόχρονα εφεδράνα ολίσθησης – τριβής, το οποίο συνεπάγεται δύσκολη προσομοίωση.

2.3.3.3 Ελαστικό σύστημα τριβής (R-FBI) [5]

Το ελαστικό σύστημα τριβής αποτελεί ένα εξεζητημένο σύστημα ολίσθησης, όπου η δομή του μοιάζει αρκετά με τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου. Για την ακρίβεια ο μονωτήρας διαθέτει δύο μεταλλικές πλάκες, όπου παρεμβάλλονται εναλλάξ φύλλα χάλυβα και Teflon. Αυτό γίνεται ώστε ο μονωτήρας να παραλαμβάνει αυξημένα κατακόρυφα φορτία, ενώ οι πολλές διεπιφάνειες διασπούν την συνολική ταχύτητα σε επιμέρους μικρότερες και προσδίδουν στα φύλλα Teflon μικρότερη τριβή και άρα ευκολία μετατόπισης. Επιπλέον στο κέντρο του μονωτήρα υπάρχει μεταλλικός πείρος που διανέμει τις μετατοπίσεις ισομερώς σε κάθε επιφάνεια και είναι περικυκλωμένος από μανδύα καουτσούκ για εξασφάλιση δύναμης επαναφοράς (Εικόνα 13).

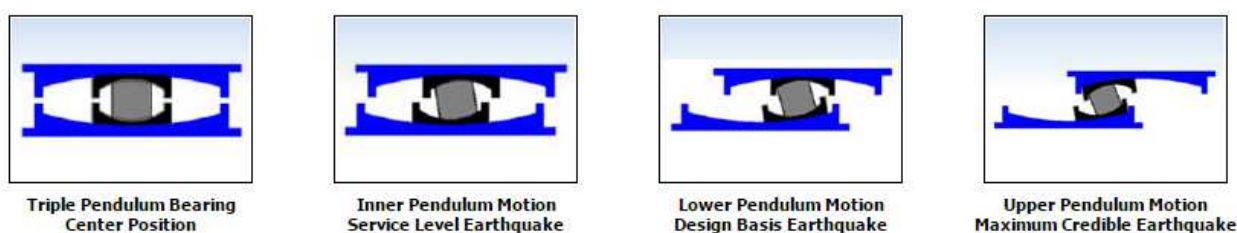


Εικόνα 13 Ελαστικό σύστημα τριβής [5]

2.3.3.4 Τριπλό εφέδρανο εκκρεμούς ολίσθησης - τριβής (T-FPS) [30]

Το τριπλό εφέδρανο εκκρεμούς ολίσθησης - τριβής περιλαμβάνει δύο μεταλλικές πλάκες με κοίλες επιφάνειες και ένα υποσύστημα με δύο μικρότερες μεταλλικές πλάκες και κοίλες επιφάνειες, όπου ανάμεσά τους παρεμβάλλεται ένα κυλινδρικό μεταλλικό σώμα (slider). Για την ακρίβεια σε μικρούς σεισμούς το κυλινδρικό σώμα (slider) κινείται ελεύθερα ανάμεσα στις δύο κοίλες επιφάνειες του υποσυστήματος με κοινό συντελεστή τριβής. Ύστερα κατά το βασικό σεισμό σχεδιασμού το υποσύστημα κινείται ελεύθερα στην κάτω κοίλη επιφάνεια που έχει μεγαλύτερο συντελεστή τριβής. Τέλος στον μέγιστο αναμενόμενο σεισμό, το υποσύστημα κινείται ελεύθερα στην άνω κοίλη επιφάνεια, που διαθέτει και το μεγαλύτερο συντελεστή τριβής. Σε όλες τις επαφές παρεμβάλλεται φύλλο Teflon. (Εικόνα 14).

Το πλεονέκτημα του συστήματος αυτού είναι μικρότερες μετατοπίσεις στο μέγιστο αναμενόμενο σεισμό, το οποίο συνεπάγεται μικρότερο μέγεθος εφεδράνων και σεισμικού αρμού. Όμως η παρουσία τριών συντελεστών τριβής και δύο ακτινών καμπυλότητας καθιστά την προσομοίωση ιδιαίτερα απαιτητική.



Εικόνα 14 Τριπλό εφέδρανο εκκρεμούς ολίσθησης - τριβής (T-FPS) [30]

2.3.3.5 Μόνωση με ελατήρια (GERB) [5]

Η σεισμική μόνωση με ελικοειδή ελατήρια είναι ιδανική για απορρόφηση των κατακόρυφων μετατοπίσεων. Όμως τα δύο βασικά μειονεκτήματα αυτού του συστήματος είναι η πλήρης έλλειψη απόσβεσης και η εμφάνιση φαινομένων λικνισμού όταν υπάρχει καθ' ύψος εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας της δομής. Γενικώς αυτό το σύστημα χρησιμοποιείται κυρίως σε περιπτώσεις αντιδραστήρων πυρηνικών εργοστασίων και πάντα σε συνδυασμό με αποσβεστήρες.

2.4 Προκαταρκτική σύγκριση σεισμικής μόνωσης – συμβατικής σχεδίασης

Η συμβατική σχεδίαση των νέων κατασκευών ή της επέμβασης σε υφιστάμενες, διέπεται από βασικούς άξονες οι οποίοι διαχωρίζονται σε τεχνικού τύπου και στρατηγικού τύπου. Αυτοί προβλέπονται τόσο από τους εκάστοτε ελληνικούς κανονισμούς όσο και από τους διεθνείς. Στη ενότητα αυτή αποδεικνύεται προκαταρκτικά ότι οι άξονες αυτοί αποτελούν την αχίλλειο πτέρνα των συμβατικών κατασκευών έναντι των σεισμικά μονωμένων κατασκευών, καθότι μπορούν να παραβλεφθούν ή να ληφθούν υπόψη σαφώς μειωμένοι κατά τον σχεδιασμό αυτών. Η σύγκριση των δύο τύπων σχεδίασης γίνεται επί της αρχής και βασίζεται σε δεδομένα της διεθνούς βιβλιογραφίας.

2.4.1 Τεχνικός τομέας επεμβάσεων

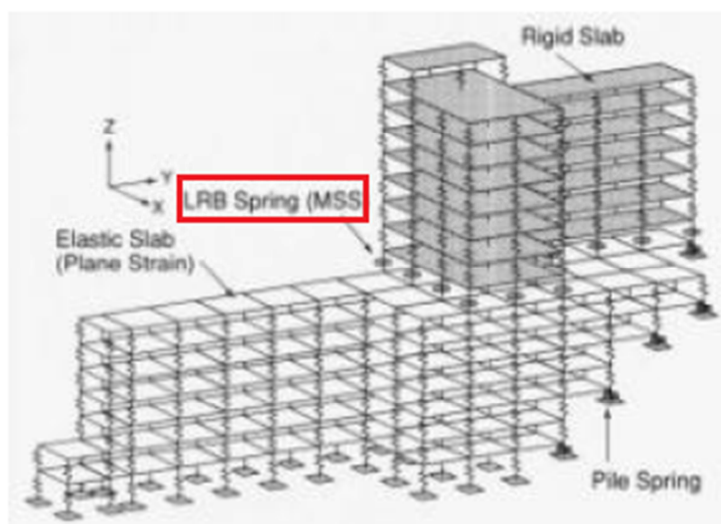
Η βασική αρχή στον τεχνικό τομέα των συμβατικών επεμβάσεων είναι η επαύξηση της σεισμικής απαίτησης και συνάμα των ιδιοτήτων του υφιστάμενου φορέα. Αντιθέτως στην σχεδίαση με σεισμική μόνωση συντελείται μείωση της σεισμικής απαίτησης και συνάμα διατήρηση ή μικρή αύξηση των ιδιοτήτων του υφιστάμενου φορέα. Επομένως υπάρχει σαφής εξοικονόμηση πόρων, το οποίο αποδεικνύεται και στην συνέχεια της παρούσης εργασίας (Κεφ 6, 7).

Οι βασικοί πυλώνες του τεχνικού τομέα συμβατικών επεμβάσεων είναι:

Επάρκεια αντοχής έναντι σεισμικών φορτίων. Σε αυτή την περίπτωση λόγω αύξησης των εντατικών μεγεθών του σεισμού σχεδιασμού S_d που υπερβαίνουν τις αντοχές R_d των στοιχείων και εφόσον πρέπει να τηρείται η κάτωθι εξίσωση (EK 8 §2.2) [4]

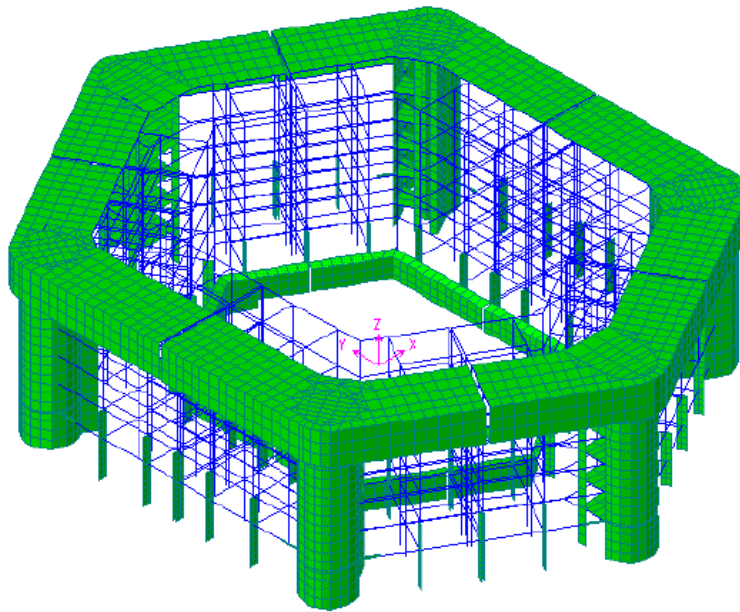
$$R_d > S_d \quad (2.1)$$

επιβάλλεται η επαύξηση των αντοχών των στοιχείων. Χαρακτηριστικό είναι ότι στον A/K 59 η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους a_g ήταν ίση με $0,04g$, ενώ στον σημερινό EC8 η ελάχιστη απαίτηση ορίζεται ως $a_{gR} = 0.16g$. Επομένως αυτή η διαδικασία περιλαμβάνει αύξηση των διατομών με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, μεταλλικών κλωβών, ινοπλισμένων πολυμερών. Αντιθέτως με την παρουσία σεισμικής μόνωσης αυτή η διαδικασία μπορεί να περιοριστεί εν γένει μόνο στα στοιχεία της υποδομής που παραλαμβάνουν το σύνολο των εδαφικών διεγέρσεων. Επί παραδείγματι στην αναβάθμιση του 16 – ορόφου κτιρίου της Taisei Corp στην Ιαπωνία (Εικόνα 15), το σύστημα σεισμικής μόνωσης τοποθετήθηκε στο μέσον του κτιρίου ($8^{ος}$ όροφος) λόγω επικλινούς οικοπέδου και άρα δυσκολίας δημιουργίας σεισμικού αρμού. Τελικά στην υποδομή χρειάστηκε μόνο η τοποθέτηση λίγων νέων τοιχείων για αποφυγή των στροφών, ενώ στην ανωδομή καμία επέμβαση στα υφιστάμενα στοιχεία [3].



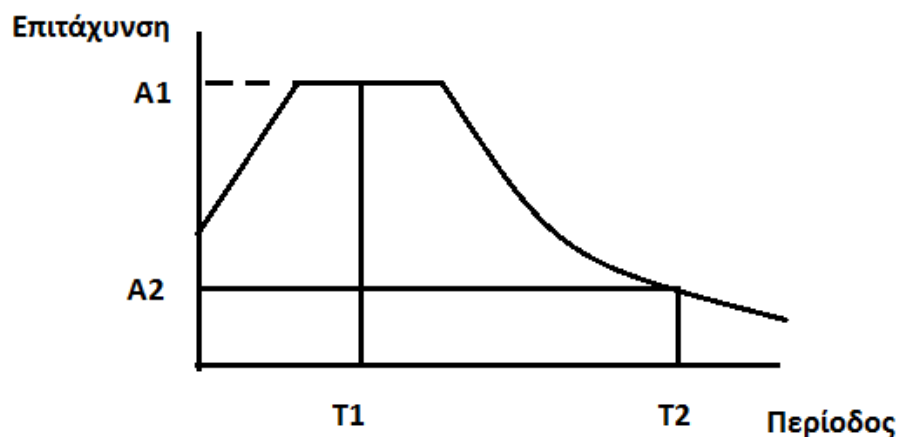
Εικόνα 15 Taisei Corp Building [3]

Δυσκαμψία και Κανονικότητα: Ελέγχονται οι επιμέρους δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων και η διάταξη αυτών σε κάτοψη ή τομή. Εν συνεχεία ελέγχονται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον σεισμό σχεδιασμού λόγω της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και κέντρου μάζας του κάθε επιπέδου καθώς και η διαφοροποίηση των αδρανειακών δυνάμεων καθ' ύψος. Επειδή οι παλαιότεροι κανονισμοί δεν είχαν διατάξεις περί κανονικότητας, τα υφιστάμενα κτίρια κινδυνεύουν από έντονες στροφές ή αστοχία στον ευρέως διαδεδομένο «μαλακό» όροφο. Έτσι είναι απαραίτητη η τοποθέτηση νέων κατακόρυφων στοιχείων (τοιχείων - υποστυλωμάτων), που συνεπάγεται αλλαγή της θεμελίωσης και μείωση των ελεύθερων χώρων. Αντιθέτως στη σχεδίαση με σεισμική μόνωση απαιτείται κανονικότητα και επαρκής δυσκαμψία μόνο στην διεπιφάνεια της σεισμικής μόνωσης και στην υποδομή, παρόλο που οι κανονισμοί θέτουν ως όριο την κανονικότητα και στην ανωδομή (Κεφ 4). Άλλωστε υπάρχουν πολλά παραδείγματα μη κανονικών κτιρίων όπου εφαρμόστηκε σεισμική μόνωση, όπως το κτίριο της ΑΤΗΚ στην Κύπρο το οποίο σχεδιάστηκε το 1978 [8]. Σε αυτή την περίπτωση το κτίριο είχε απότομη μεταβολή δυσκαμψίας στον 4^ο όροφο και τα 6 στατικώς ανεξάρτητα τμήματά του αποτελούσαν ένα εξάπλευρο σχήμα με έντονες στροφές γύρω από τους πυρήνες των ανελκυστήρων (Εικόνα 16). Τελικώς η συμβατική επέμβαση προέβλεπε αύξηση των διατομών όλων των στοιχείων από την θεμελίωση μέχρι και την οροφή, ενώ με την σεισμική μόνωση απαιτήθηκαν μόνο 12 νέα τοιχεία και σύζευξη των 6 τμημάτων.

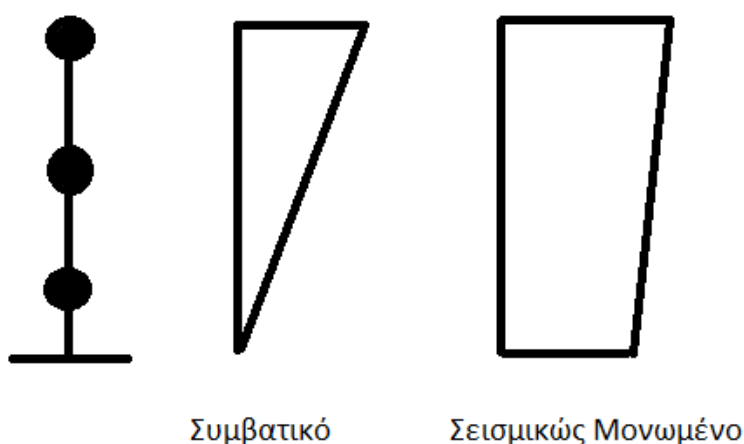


Εικόνα 16 Προσομοίωμα κτιρίου ΑΤΗΚ [8]

Μη φέροντα στοιχεία – εξοπλισμός: Η ποσότητα της συνολικής δυσκαμψίας του κτιρίου διαδραματίζει κομβικό ρόλο στην απόκριση των μη φερόντων στοιχείων και του εξοπλισμού του. Μία εύκαμπτη κατασκευή με μεγάλη ιδιοπερίοδο τείνει να έχει μεγάλες σχετικές παραμορφώσεις και να παραλαμβάνει μικρό ποσοστό των σεισμικών επιταχύνσεων. Αντίθετα μια δύσκαμπτη κατασκευή με μικρή ιδιοπερίοδο έχει μικρές σχετικές παραμορφώσεις, όμως δέχεται μεγάλο ποσοστό των επιταχύνσεων. Ως επακόλουθο αυτής της κατάστασης δημιουργείται μια αντίφαση αναφορικά με την απόκριση των μη φερόντων στοιχείων και του εξοπλισμού σε ένα σεισμικό γεγονός. Ειδικά τα μη φέροντα στοιχεία (τοιχοποιία, τζάμια κ.α) είναι ευαίσθητα λόγω ψαθυρότητας στις σχετικές μετατοπίσεις, ενώ ο εξοπλισμός είναι ευαίσθητος στις επιταχύνσεις. Άρα όποια ποσότητα συνολικής δυσκαμψίας της συμβατικής κατασκευής επιλεχθεί, τελικώς οι βλάβες είναι αναπόφευκτες και κυρίως υψηλού κόστους. Με τη σεισμική μόνωση αυξάνεται η ιδιοπερίοδος του κτιρίου και έτσι υπάρχει προστασία του εξοπλισμού ελέω χαμηλών επιταχύνσεων (Εικόνα 17). Ταυτόχρονα η μεγάλη σεισμική μετατόπιση περιορίζεται στην σεισμική διεπιφάνεια και η ανωδομή ανακουφίζεται από τις σχετικές μετατοπίσεις ελέω της οιονεί τετράγωνης ιδιομορφής, οπότε προστατεύονται και τα μη φέροντα στοιχεία (Εικόνα 18). Άρα με την σεισμική μόνωση επιτυγχάνεται ο βέλτιστος συνδυασμός προστασίας αυτών των στοιχείων.



Εικόνα 17 Σύγκριση επιταχύνσεων συμβατικής (1) – σεισμικά μονωμένης (2) κατασκευής



Εικόνα 18 Σύγκριση τυπικών ιδιομορφών (σχετικών μετατοπίσεων) συμβατικής – σεισμικά μονωμένης κατασκευής

Ικανοτικός σχεδιασμός – Πλάστιμη συμπεριφορά: Στην περίπτωση αυτή υπάρχουν στους σύγχρονους κανονισμούς διατάξεις που ορίζουν: α) αστοχία δοκών πριν τα υποστυλώματα, β) αστοχία σε κάμψη πριν τη διάτμηση και γ) επάρκεια αγκυρώσεων οπλισμών με συγκεκριμένα μήκη. Επειδή αυτές οι διατάξεις δεν συναντώνται στους παλαιότερους κανονισμούς, είναι απαραίτητο να εξασφαλιστούν στις υφιστάμενες δομές μέσω μανδύων κυρίως. Στην σχεδίαση με σεισμική μόνωση ο ικανοτικός σχεδιασμός μπορεί να παραβλεφθεί όπως ορίζει επί λέξει άλλωστε και EC8 στην § 10.4.7 «Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, τα στοιχεία μόνωσης μπορούν να έχουν εξαντλήσει την οριακή τους ικανότητα, ενώ η ανωδομή και η υποδομή να παραμένουν εντός της ελαστικής περιοχής. Τότε δεν υπάρχει ανάγκη ούτε για ικανοτικό σχεδιασμό ούτε για διαστασιολόγηση και κατασκευαστικές λεπτομέρειες πλάστιμης συμπεριφοράς τόσο στην ανωδομή όσο και στην υποδομή» [4].

2.4.2 Στρατηγικός τομέας επεμβάσεων

Στον στρατηγικό τομέα συμβατικών επεμβάσεων μπορούν να γίνουν κινήσεις που αυξάνουν έμμεσα την αντοχή των υφιστάμενων δομών, όπως είναι η μείωση των ωφέλιμων φορτίων της δομής, μερική καθαίρεση τμημάτων αυτής ή ακόμα και συνολική κατεδάφιση. Σε όλες αυτές τις περιπτώσεις υπάρχει ένα ιδιαίτερα αυξημένο κόστος ενώ μειώνεται και η εμπορική αξία της κατασκευής. Αντίθετα με τη μείωση της σεισμικής απαίτησης διατηρείται το δομικό σύστημα, η αρχιτεκτονική ταυτότητα και η αξία του κτιρίου και οποιαδήποτε αλλοίωση μπορεί να περιοριστεί μόνο στην υποδομή.

Επίσης όταν επιλεγεί η συμβατική επέμβαση πρέπει να υπάρξει μια διακοπή χρήσης της δομής και συνάμα εκκένωσή της κατά την διάρκεια των εργασιών, αυξάνοντας το έμμεσο κόστος. Αντίθετα με την τοποθέτηση της σεισμικής μόνωσης, οι εργασίες περιορίζονται μόνο σε ένα σημείο της κατασκευής και δεν είναι απαραίτητη η εκκένωσή της. Παραδείγματα αποτελούν το κτίριο της Taisei Corp στην Ιαπωνία [3], ή μια πολυκατοικία που αναβαθμίστηκε το 1995 στην Αρμενία που οι ένοικοι παρέμεναν μέσα κατά την διάρκεια των εργασιών [6].

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

3.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενα κτίρια επιμερίζονται σε δύο βασικούς ελέγχους, με απώτερο στόχο την βέλτιστη απόκριση της δομής σε ένα σεισμικό γεγονός. Ο πρώτος αφορά ιδιότητες του εξεταζομένου κτιρίου και προφανώς αποτελεί και το δυσκολότερο σημείο της μελέτης συγκριτικά με ένα νέο κτίριο, ενώ ο δεύτερος αφορά τις ιδιότητες των μονωτήρων όπως αυτές παρουσιάστηκαν συνοπτικά στην Εν. 2.1.

3.1.1 Έλεγχος ιδιοτήτων κτιρίου

Στο εξεταζόμενο κτίριο ελέγχονται κατά σειρά τα ακόλουθα:

Α) Σεισμικός αρμός. Όπως προαναφέρθηκε οι μεγάλες μετακινήσεις που λαμβάνουν χώρα στην διεπιφάνεια, προδιαθέτουν η ανωδομή να είναι πανταχόθεν ελεύθερη ή έστω να υπάρχει ο ελάχιστος απαιτούμενος σεισμικός αρμός. Όμως τα περισσότερα συνήθη ελληνικά κτίρια έχουν δομηθεί χωρίς την παρουσία αρμού όπως άλλωστε όριζε και ο ΕΑΚ ή ακόμα και με μεσοτοιχία που σήμερα απαγορεύεται ρητά. Επομένως η σεισμική μόνωση μπορεί να εφαρμοστεί σε μικρό μέρος του υφιστάμενου οικοδομικού αποθέματος.

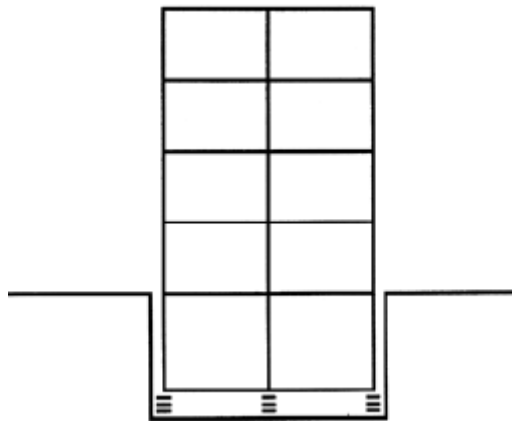
Β) Εδαφολογικές συνθήκες. Επειδή στα λεγόμενα «μαλακά» εδάφη οι δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι είναι μεγαλύτερες και μπορεί να συμπίπτουν με την αντίστοιχη του μονωμένου κτιρίου (συντονισμός), στην βιβλιογραφία [31] προτείνεται η αποφυγή εφαρμογής σεισμικής μόνωσης σε αυτά τα εδάφη. Όμως στην πράξη αυτή η πρόταση αντικρούεται από το γεγονός ότι έχουν κατασκευαστεί κτίρια με μόνωση βάσης σε πολύ χαλαρά εδάφη όπως το Κέντρο Πολιτισμού του Ιδρύματος Σταύρος Νιάρχος [23].

Γ) Κανονικότητα κτιρίου. Όπως προαναφέρθηκε η σεισμική μόνωση έχει χρησιμοποιηθεί σε πολλά μη κανονικά κτίρια, ενώ οι αντίστοιχοι κανονισμοί επιβάλλουν όλη η δομή να είναι κανονική. Αυτή η διάταξη είναι εν μέρει σωστή καθώς θα πρέπει να υπάρχει κανονικότητα στην υποδομή και στην διεπιφάνεια, αλλά σε κάθε περίπτωση στην ανωδομή μπορεί να παραβλεφθεί αυτός ο περιορισμός.

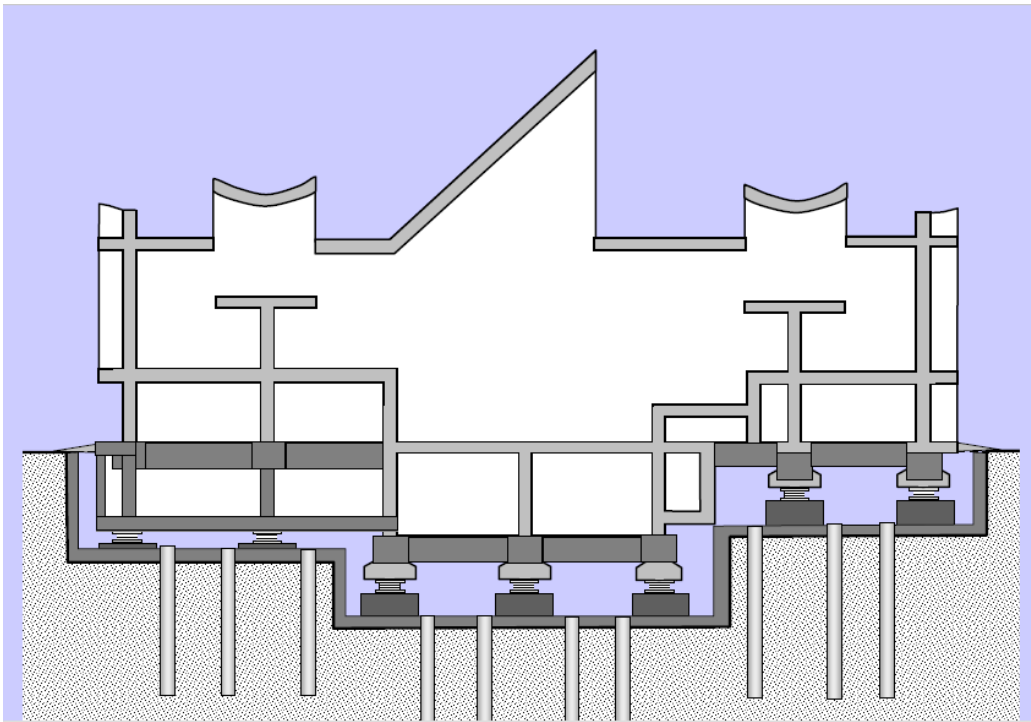
Δ) Ιδιοπερίοδος κτιρίου. Γενικώς συνίσταται από την βιβλιογραφία [31] να αποφεύγεται η μόνωση βάσης σε κτίρια με μεγάλη ιδιοπερίοδο με το σκεπτικό ότι έρχεται σε αντίθεση με το βασικό χαρακτηριστικό αυτής που είναι η αύξηση της ιδιοπεριόδου. Όμως και σε αυτή την περίπτωση όπως αποδείχθηκε στην Εν. 2.4 η μόνωση βάσης σε ένα εύκαμπτο κτίριο μπορεί να μεταφέρει το σύνολο των μετατοπίσεων στην διεπιφάνεια, προστατεύοντας τα μη φέροντα στοιχεία της ανωδομής. Άλλωστε στοιχεία μόνωσης υπάρχουν σχεδόν σε όλα τα υψηλά κτίρια που εξ' αρχής είχαν μεγάλη ιδιοπερίοδο.

Ε) Σεισμική διεπιφάνεια – Παρουσία Υπογείων. Η επιλογή της στάθμης αυτής αποτελεί ίσως και τον δυσκολότερο τομέα των υπολογισμών, καθώς εξετάζεται ταυτόχρονα η δυνατότητα πραγματοποίησης των επιμέρους κατασκευαστικών λεπτομερειών. Επομένως τυπικά η μόνωση βάσης μπορεί να λάβει χώρα σε τέσσερα πιθανά επίπεδα αναλόγως και της πιθανής παρουσίας υπογείου.

Ε1) Βάση υπογείου. Σε αυτή την περίπτωση οι μονωτήρες τοποθετούνται μεταξύ της θεμελίωσης και της πλάκας του υπογείου (Εικόνα 19). Έτσι εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία εκατέρωθεν των μονωτήρων με την προϋπόθεση ότι υπάρχει αλληλένδετη θεμελίωση. Επίσης δεν είναι απαραίτητη η διαμόρφωση ειδικών διατάξεων σε σωληνώσεις, ανελκυστήρες, σκάλες κ.α (Εικόνες 24, 25). Βασικό μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι χρειάζεται διάνοιξη περιμετρικού ορύγματος και αντίστοιχου νέου τοίχου αντιστήριξης τόσο για την επιθεώρηση των μονωτήρων όσο και για την ελεύθερη μετακίνηση αυτών. Επίσης είναι απαραίτητη μία σειρά εργασιών όπως καθαίρεση πλάκας υπογείου, από/ επί – χωματώσεις, νέα σκυροδέτηση κ.α. που αυξάνουν το κόστος. Παράδειγμα αυτής της εφαρμογής επιλέχθηκε στην αναβάθμιση του Μουσείου Δυτικής Τέχνης στο Τόκιο [32], όπου μάλιστα κατασκευάστηκε νέα θεμελίωση και οι μονωτήρες τοποθετήθηκαν μεταξύ αυτής και της υφιστάμενης (Εικόνα 20).

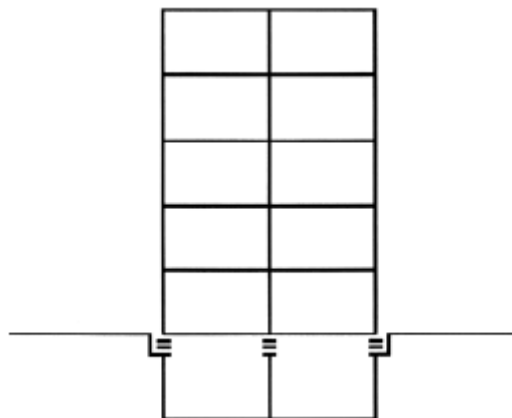


Εικόνα 19 Μόνωση στη βάση υπογείου [33]



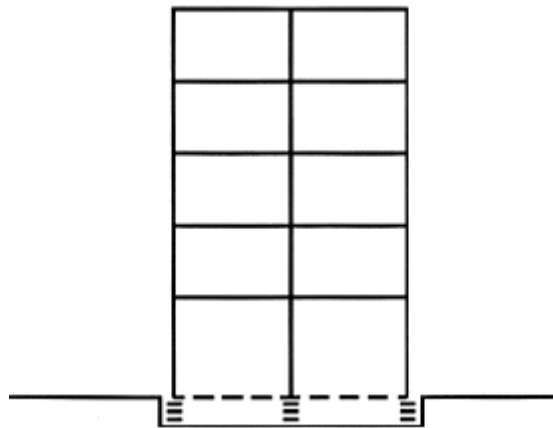
Εικόνα 20 Μουσείο Δυτικής Τέχνης, Τόκιο [32]

E2) Κορυφή Υπογείου. Οι μονωτήρες τοποθετούνται ακριβώς κάτω από τη πλάκα ισογείου (Εικόνα 21). Σε αυτή την περίπτωση ενώ αποφεύγεται η καθαίρεση της πλάκας υπογείου, οι από/επί – χωματώσεις και οι διάνοιξη ορυγμάτων, είναι απαραίτητη η διαμόρφωση ειδικών διατάξεων των κατακόρυφων στοιχείων που διέρχονται από την σεισμική διεπιφάνεια. Είναι μια δύσκολη διαδικασία καθώς μπορεί στις σωληνώσεις και στις σκάλες να είναι σχετικά εφικτό, όμως στην περίπτωση του ανελκυστήρα χρειάζεται κατασκευή νέου προβολοδομημένου φρεατίου που θα μειώνει τον ωφέλιμο χώρο της καμπίνας του ανελκυστήρα, ή αποσύνδεση του φρεατίου από την ανωδομή ώστε να ταλαντώνεται ελεύθερα με την υποδομή ή αναστολή λειτουργίας του κάτωθεν της διεπιφάνειας. Πάντως όλες οι περιπτώσεις είναι τεχνικά και οικονομικά απαιτητικές. Αναφορικά με την διαφραγματική λειτουργία πρέπει να εξασφαλιστεί με νέα στοιχεία όπως η περίπτωση μεταλλικού χωροδικτυώματος (Εικόνα 5).



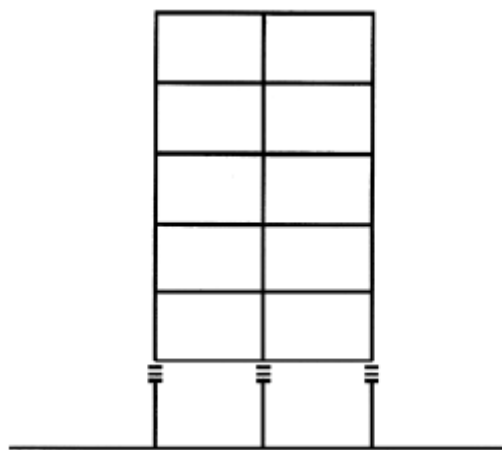
Εικόνα 21 Μόνωση στην κορυφή υπογείου [33]

E3) Βάση Ισογείου. Αυτή η περίπτωση εφαρμόζεται όταν δεν υπάρχει υπόγειο και οι μονωτήρες τοποθετούνται άνωθεν της θεμελίωσης και κάτωθεν της πλάκας ισογείου (Εικόνα 22). Όπως και στην περίπτωση (E1) χρειάζεται καθαίρεση της πλάκας και από/επί – χωματώσεις, όμως δεν χρειάζονται ειδικές διατάξεις κατακόρυφων στοιχείων καθώς και ευρεία διάνοιξη ορύγματος παρά μόνο για επιθεώρηση των εφεδράνων. Η διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίζεται ομοίως από την θεμελίωση και την πλάκα σκυροδέματος του ισογείου.

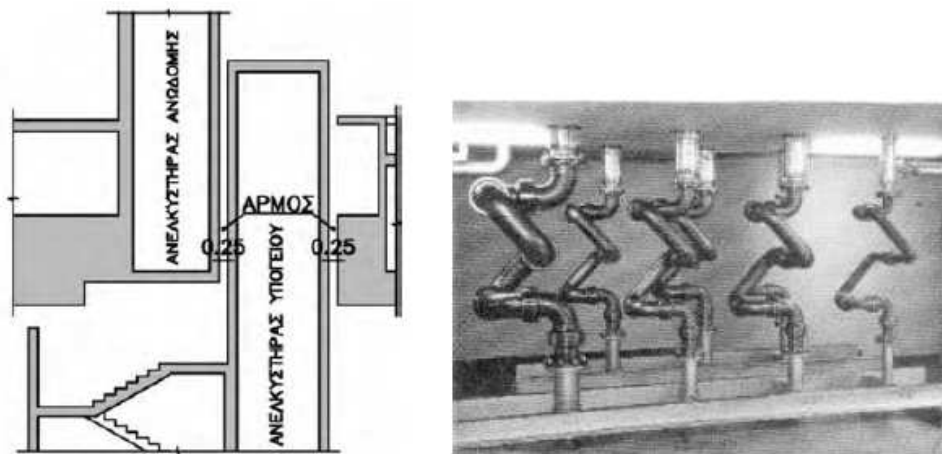


Εικόνα 22 Μόνωση στη βάση ισογείου [33]

E4) Μόνωση σε υψηλότερη στάθμη (Εικόνα 23). Αυτή η περίπτωση εξετάζεται κυρίως σε κτίρια δομημένα σε επικλινή οικόπεδα, όπου υπάρχει δυσκολία δημιουργίας σεισμικού αρμού. Όπως και στην περίπτωση (E2) απαιτούνται ειδικές διατάξεις κατακόρυφων στοιχείων καθώς και εν γένει συμβατικές επεμβάσεις στην υποδομή όπως για παράδειγμα συνέβη στο προαναφερθέν κτίριο της Taisei Corp (Εικόνα 15).



Εικόνα 23 Μόνωση σε υψηλότερη στάθμη [33]



Εικόνα 24 Ειδικές διατάξεις ανελκυστήρα, σωληνώσεων [15] [3]



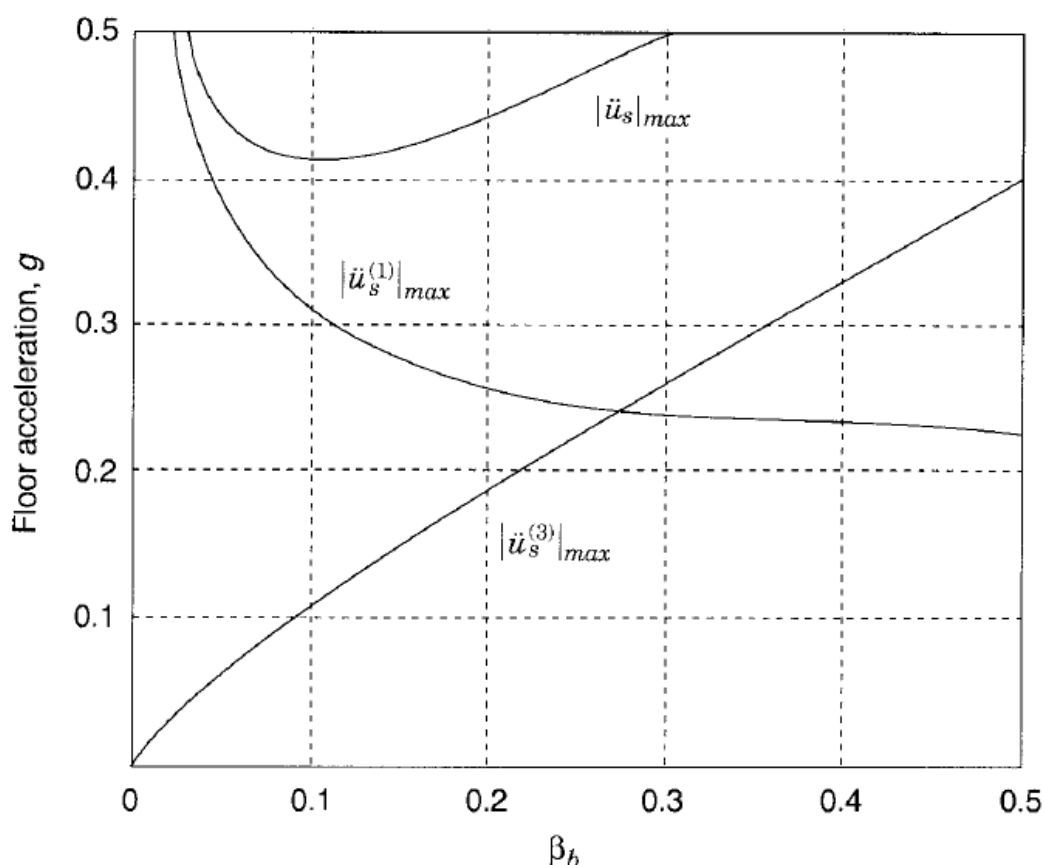
Εικόνα 25 Σεισμικός αρμός σε σκάλα [23]

3.1.2 Έλεγχος ιδιοτήτων εφεδράνων

Όπως αναφέρθηκε στην Ενότητα 2.1 πρέπει να γίνει έλεγχος των ιδιοτήτων των εφεδράνων για την βέλτιστη επιλογή συστήματος σεισμικής μόνωσης. Σχετικά με τις κατακόρυφες και πλευρικές δυσκαμψίες αλλά και τη δύναμη επαναφοράς οι έλεγχοι είναι περιορισμένοι με το σκεπτικό ότι η εξέλιξη των εφεδράνων μείωσε αρκετά τις αρχικές παθογένειες σε αυτούς τους τομείς. Επομένως χρειάζεται ένας πρωτοβάθμιος έλεγχος που προτείνεται και στην βιβλιογραφία [31] ώστε τα μικρά φορτία (άνεμοι) να μην υπερβαίνουν το 10% του βάρους του κτιρίου αλλά και επιμέρους έλεγχοι όπως η πιθανή συμπεριφορά των εφεδράνων υπό κατακόρυφα σεισμικά φορτία (απόσχιση ελαστομεταλλικών ή ανύψωση εφεδράνων εκκρεμούς ολίσθησης).

Η σημαντικότερη ίσως ιδιότητα είναι η απόσβεση των εφεδράνων καθώς το μέγεθος αυτής είναι αντιστρόφως ανάλογο των μετακινήσεων αλλά και συνάμα ανάλογο των επιταχύνσεων.

Επομένως επειδή συναντάται συχνά η συνδυαστική χρήση εφεδράνων και αποσβεστήρων κυρίως στην γεφυροποιία, πρέπει να γίνει προσεκτική επιλογή του ποσοστού αυτής. Όπως αποδεικνύεται στην βιβλιογραφία [5] και το παρακάτω διάγραμμα (Εικόνα 26), κατά τη συνδυαστική χρήση αποσβεστήρων – εφεδράνων, υπάρχει ένα διάστημα ποσοστών απόσβεσης περίπου 5 – 15% που οι επιταχύνσεις $|\ddot{u}_s|_{max}$ λαμβάνουν τη χαμηλότερη δυνατή τιμή. Αντιθέτως αν η απόσβεση είναι μικρότερη του 5% ή μεγαλύτερη του 15% τότε υπάρχει συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών, αύξηση των μεγεθών της απόκρισης και κατ' επέκταση μείωση του βαθμού σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 26 Συνδυαστικό διάγραμμα απόσβεσης - επιταχύνσεων [5]

3.2 Τρόπος εφαρμογής

Ο τρόπος εφαρμογής εφεδράνων σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενο κτίριο είναι μια διαδικασία μη θεσμοθετημένη από τους σχετικούς κανονισμούς, οπότε η επιλογή στρατηγικής εφαρμογής επαφίεται στην ευχέρεια του μελετητή. Κατά γενική ομολογία η σειρά εκτέλεσης των εργασιών περιλαμβάνει προσωρινή υποστύλωση, κοπή κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, εισαγωγή εφεδράνων στα εκάστοτε κενά και τελική διαμόρφωση κατασκευαστικών λεπτομερειών. Επομένως όταν έχει επιλεγθεί η στάθμη της σεισμικής διεπιφάνειας τα στάδια εφαρμογής μόνωσης βάσης διαμορφώνονται ως εξής:

A) Ομαδοποίηση κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Επειδή πρέπει οι εργασίες επέμβασης να παρουσιάζουν μια συνεχή αλληλουχία, το κόστος αγοράς προσωρινών υποστλωμάτων να είναι ανεκτό και ο χρόνος περάτωσης του έργου να είναι σύντομος, εξετάζεται η ταυτόχρονη υποστύλωση και κοπή κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Έτσι η συνήθης πρακτική ορίζει η κάθε ομάδα να αποτελείται από τα φέροντα στοιχεία ενός πλαισίου της δομής σε μια διεύθυνση και όχι διάσπαρτα, ώστε να είναι εύκολος ο έλεγχος των στάθμεων κοπών (αλφάδιασμα) αλλά και ο έλεγχος τυχουσών κατακόρυφων μετακινήσεων.

B) Διαστασιολόγηση – τοποθέτηση προσωρινών στηρίξεων. Αυτή η διαδικασία είναι η πιο σημαντική για την αποφυγή ανεπιθύμητων αστοχιών όταν θα λειτουργήσει η προσωρινή στήριξη της δομής, οπότε απαιτούνται δύο βασικοί έλεγχοι. Ο πρώτος έλεγχος αφορά την συμπεριφορά της στήριξης υπό τα κατακόρυφα φορτία, καθώς ενδέχεται μετά τις κοπές των φερόντων στοιχείων να υπάρξουν κατακόρυφες μετακινήσεις. Έτσι εν συνεχεία μπορεί να υπάρξουν παραμορφώσεις μελών που συντρέχουν στα στοιχεία που θα κοπούν (πλάκες, δοκοί), οπότε και αστοχία αυτών. Ο δεύτερος έλεγχος αφορά την επάρκεια αντοχής των προσωρινών στηρίξεων σε πιθανό σεισμικό γεγονός κατά τη διάρκεια των εργασιών.

Τα συστήματα προσωρινής στήριξης που έχουν εφαρμοστεί μέχρι σήμερα κρίνονται επιτυχή, εφόσον ήταν επαρκή στις δύο προαναφερθείσες απαιτήσεις. Όμως σε όλες τις περιπτώσεις για την δημιουργία χώρου εργασίας απαιτείται τοπική καθαίρεση των τοιχοπληρώσεων που συντρέχουν στα κατακόρυφα στοιχεία, το οποίο συνεπάγεται αυξημένο κόστος.

Μια περίπτωση προσωρινής στήριξης που εφαρμόστηκε στην αναβάθμιση του αεροδρομίου της Αττάλειας στην Τουρκία, περιλάμβανε την χρήση πρότυπων μεταλλικών στηριγμάτων τύπου HEA ή HEB [34]. Τα στηρίγματα τοποθετούνται εκατέρωθεν των υποστλωμάτων και διαθέτουν στον πόδα συγκολλητή λαπάτσα με τις ανάλογες τρύπες, ώστε να πακτωθούν στην υποκείμενη πλάκα. Στην κεφαλή του στηρίγματος πακτώνονται υδραυλικοί γρύλοι με λαπάτσες, οι οποίοι ανυψώνονται μέχρι να ακουμπήσουν στην υπερκείμενη δοκό και να κλειδωθούν σε αυτή τη θέση. Σε αυτή την περίπτωση η ανύψωση πρέπει να είναι ακριβής ώστε να μην υπάρξουν φαινόμενα τοπικής σύνθλιψης ή παραμόρφωσης των δοκών αλλά και συνεχής έλεγχος των γρύλων για πιθανή διαρροή του υδραυλικού υγρού. Τέλος τα δύο ή και περισσότερα στηρίγματα συνδέονται μεταξύ τους με οριζόντια μεταλλικά στοιχεία για αποφυγή διαφορικής απόκρισης σε σεισμικό γεγονός (Εικόνα 27).



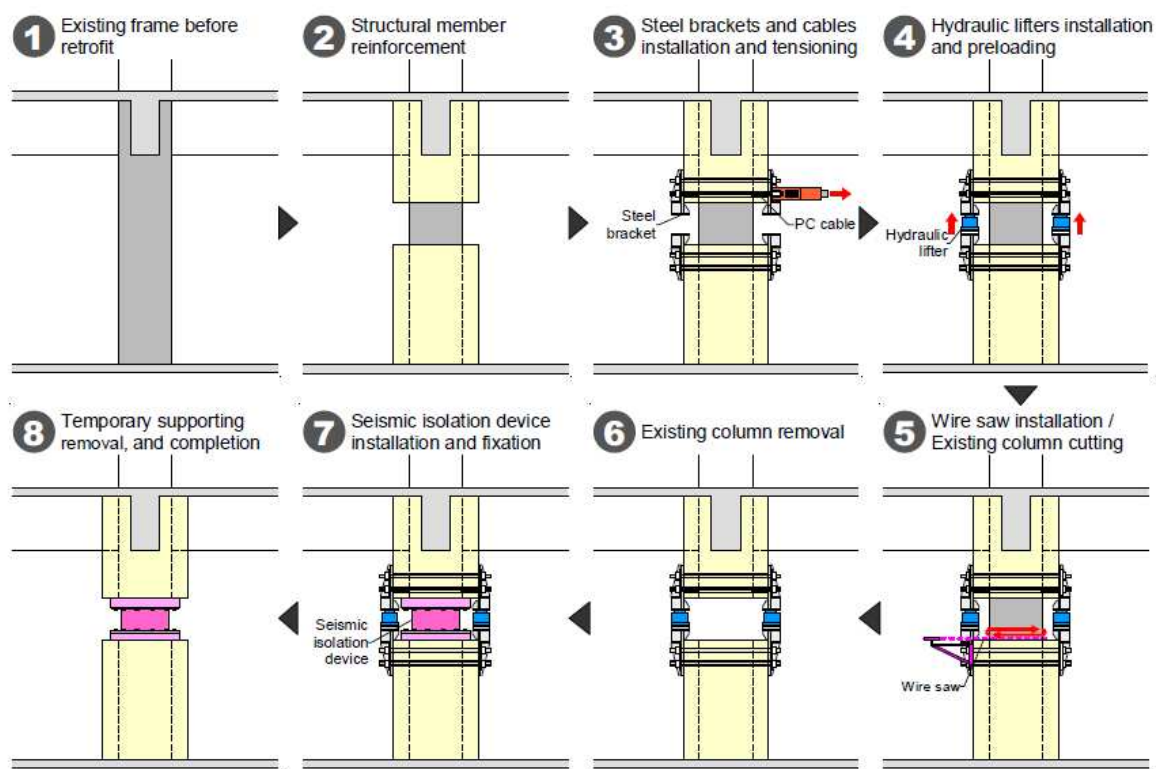
Εικόνα 27 Προσωρινή στήριξη με μεταλλικά υποστυλώματα [34]

Παραλλαγή της παραπάνω διαδικασίας αποτελεί η περίπτωση του κτιρίου Taisei, όπου τα υποστυλώματα εγκιβωτίστηκαν μέσα σε μεταλλικές διατομές και δεν χρειάστηκε η χρήση γρύλων (Εικόνα 28). Αυτή η μέθοδος κρίθηκε επιτυχής μια και παρατηρήθηκαν αμελητέες κατακόρυφες μετακινήσεις της τάξεως των 1 – 3 mm [3]. Μειονέκτημα αυτής της μεθόδου αποτελεί η απαίτηση για χρήση μη πρότυπων διατομών με συγκεκριμένες διαστάσεις για το κάθε φέρον στοιχείο και η πραγματοποίηση πλήθους εργαστηριακών δοκιμών, αυξάνοντας το κόστος της αναβάθμισης.



Εικόνα 28 Προσωρινή στήριξη με εγκιβωτισμό στοιχείων [3]

Επίσης ένα νέο σύστημα που έχει εφαρμοστεί στην Ιαπωνία στο κτίριο γραφείων Yamanashi [35] και στο νοσοκομείο Hamamatsu [36] περιλαμβάνει την χρήση προεντεταμένων τενόντων και γρύλων, με ή χωρίς μεταλλικά στηρίγματα. Για την ακρίβεια τοποθετείται μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος και ανοίγονται ειδικές οριζόντιες οπές στα στοιχεία εκατέρωθεν της διεπιφάνειας. Ύστερα εισάγονται οι τένοντες, πακτώνονται εκατέρωθεν του κάθε στοιχείου ειδικά μεταλλικά μπρακέτα και μετά γίνεται η προένταση. Τέλος γίνεται η σύνδεση των μπρακέτων με γρύλους, ανύψωση αυτών με ακρίβεια προς αποφυγή παραμορφώσεων των δοκών, αλλά και έλεγχος πιθανών διαρροών του υδραυλικού υγρού (Εικόνα 29). Παραλλαγή αυτού του συστήματος αποτελεί η συνδυαστική χρήση μεταλλικών στηριγμάτων κάτωθεν της διεπιφάνειας και τενόντων και μπρακέτων άνωθεν της διεπιφάνειας, οπότε οι γρύλοι συνδέονται με τα στηρίγματα (Εικόνα 30). Γενικώς αυτή η μέθοδος υπερισχύει των υπολοίπων σε περίπτωση προσωρινής στήριξης τοιχείων, όπου σε διαφορετική περίπτωση θα χρειαζόνταν μεγάλο πλήθος μεταλλικών στηριγμάτων. Όμως μειονέκτημα αυτής της μεθόδου αποτελεί η ανάγκη πραγματοποίησης περισσότερων υπολογισμών και εργαστηριακών δοκιμών σε πραγματικές διαστάσεις (Εικόνα 31).



Εικόνα 29 Προσωρινή στήριξη με προεντεταμένους τένοντες χωρίς μεταλλικά στηρίγματα [36]

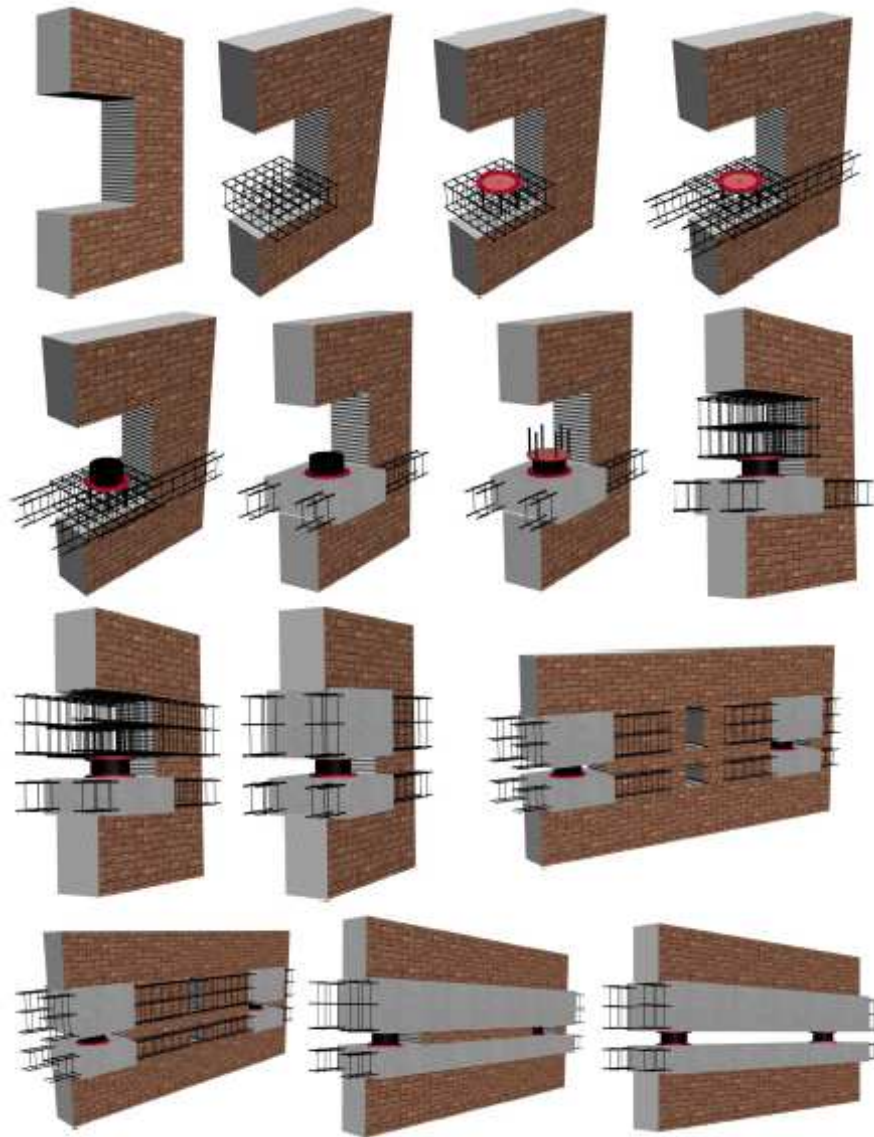


Εικόνα 30 Προσωρινή στήριξη με προεντεταμένους τένοντες και μεταλλικά στηρίγματα [35]



Εικόνα 31 Εργαστηριακός έλεγχος προσωρινής στήριξης με προεντεταμένους τένοντες [35]

Τέλος σε κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία υπάρχουν δύο επιλογές. Όταν αυτή διαθέτει μεγάλο πάχος και υψηλή θλιπτική αντοχή τότε μπορεί η προσωρινή υποστύλωση να αποφευχθεί, εφόσον γίνεται τμηματική κοπή. Αυτή η μέθοδος (Εικόνα 32) εφαρμόστηκε σε αναβάθμιση αυτού του είδους κτιρίων στην Αρμενία και την Ρουμανία [6]. Όταν όμως οι ιδιότητες της τοιχοποιίας είναι πτωχές, η κοπή των φερόντων στοιχείων είναι απαγορευτική και συνάμα δεν υπάρχει υπόγειο, τότε προτείνεται η εφαρμογή της μεθόδου των οριζοντίων προπορευόμενων πασσάλων (fore piling) [37]. Αυτή η μέθοδος που εφαρμόζεται ευρέως στην δημιουργία σηράγγων (Εικόνα 33), περιλαμβάνει εκσκαφή μέχρι το κατώτατο όριο της θεμελίωσης, έμπηξη οριζόντιων χαλύβδινων σωληνωτών πασσάλων ανά μικρά διαστήματα π.χ. διαμέτρου 300 mm ανά 450 mm, τμηματική εκσκαφή κάτωθεν της διεπιφάνειας πασσάλων και προσωρινή στήριξη με μεταλλικά στοιχεία. Στη συνέχεια γίνεται χύτευση σκυροδέματος εντός των πασσάλων που εκτονώνεται από τις αντίστοιχες οπές, δημιουργώντας νέα πλάκα οροφής υπογείου. Μετά φτιάχνονται η νέα πλάκα δαπέδου υπογείου, τα νέα υποστυλώματα, και τοποθετούνται τα εφόδρανα. Επομένως αυτή η μέθοδος που είναι ακριβότερη, προσφέρει στο κτίριο νέους χώρους (υπόγειο) και αποφυγή αστοχιών στον υφιστάμενο φορέα.



Εικόνα 32 Εισαγωγή εφεδράνων εντός φέρουσας τοιχοποιίας χωρίς υποστήλωση [6]



Εικόνα 33 Μέθοδος υποστήλωσης fore roling [38]

Γ) Κοπή κατακόρυφων στοιχείων (Εικόνα 34). Αφού τοποθετηθούν τα προσωρινά στηρίγματα και εφόσον γίνει το απαραίτητο αλφάδιασμα, πραγματοποιούνται δύο αδιατάρακτες οριζόντιες κοπές με χρήση πριονωτής διαμαντοαλυσίδας και απομακρύνονται τα εκάστοτε τεμάχια. Η επιλογή του πάχους κοπής εξαρτάται από το συνολικό ύψος του εφεδράνου. Όσο διαρκούν οι εργασίες ελέγχονται τα κενά για τυχόν διαφοροποιήσεις των διαστάσεων τους ελέω κατακόρυφων μετατοπίσεων με ειδικά σημάδια (marks).



Εικόνα 34 Κοπή υφιστάμενου υποστυλώματος [34]

Δ) Τοποθέτηση εφεδράνων. Όταν έχει περατωθεί η κοπή, γίνεται επάλειψη των υφιστάμενων επιφανειών με εποξεική κόλλα για την επίτευξη της μέγιστης δυνατής πρόσφυσης. Μετά εισάγεται συρταρωτά το εφέδρανο μαζί με τις ντίζες πάκτωσης, γίνεται καλιμπράρισμα στην τελική θέση του, και γεμίζονται τα πιθανά κενά με εποξεικό κονίαμα. Προφανώς η απόσταση που απέχουν μεταξύ τους οι ντίζες είναι μεγαλύτερη από την διάσταση της υφιστάμενης διατομής, ώστε να είναι εφικτή η εισαγωγή του εφεδράνου.

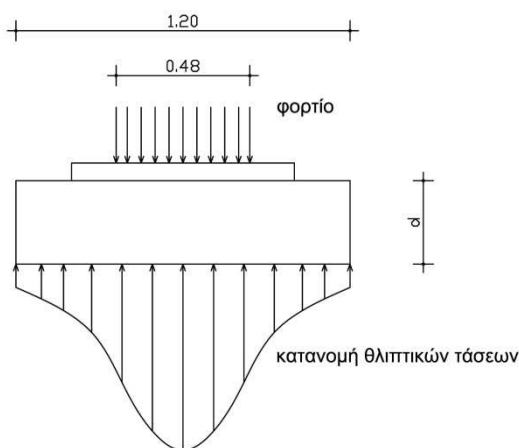
Ε) Διαστασιολόγηση – τοποθέτηση μανδύων. Σε αυτό το στάδιο ο μελετητής αντιμετωπίζει ένα τετραπλό πρόβλημα.

- Κατά την κοπή των υφιστάμενων φερόντων στοιχείων δημιουργείται μια ασυνέχεια στον διαμήκη οπλισμό κάμψης, όπου προφανώς δεν υπάρχει και η ανάλογη αγκύρωση.
- Όταν τοποθετηθούν οι μονωτήρες δημιουργούνται μεγάλες τοπικές θλιπτικές δυνάμεις, οι οποίες πρέπει να παραληφθούν από ενισχυμένα στοιχεία περίσφιγξης (συνδετήρες) (Εικόνα 35).
- Όπως προαναφέρθηκε τα εφέδρανα πρέπει να πακτωθούν επαρκώς στα φέροντα στοιχεία μέσω ειδικών μεταλλικών αγκυρίων. (Εικόνα 36)
- Για την διαμόρφωση διαφραγμάτων, όπως ορίζει ο EC8 §10.5.3.2.a [4], πρέπει να διαστασιολογηθούν δύσκαμπτα διαφράγματα εκατέρωθεν των εφεδράνων προς αποφυγή

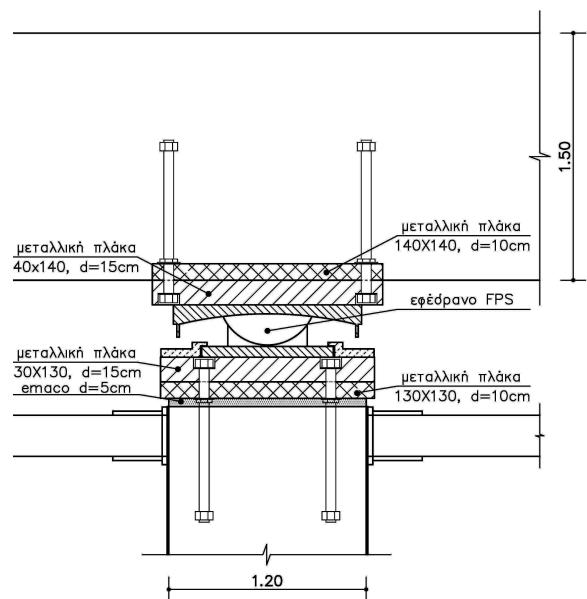
των διαφορικών σεισμικών εδαφικών μετακινήσεων. Επειδή όμως υπάρχει και η περίπτωση ανέφικτης εφαρμογής διαφράγματος σε κάποια πλευρά, ο κανονισμός προβλέπει ότι η οριζόντια σχετική μετακίνηση των κατακόρυφων στοιχείων στο σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι χαμηλότερη του 1/20 της σχετικής μετακίνησης των εφεδράνων. Επομένως πρέπει να γίνει αύξηση της διατομής και συνάμα της δυσκαμψίας.

Αρα λοιπόν η τοποθέτηση μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος είναι απαραίτητη, ώστε να υπάρξει σαφής αντιμετώπιση του παραπάνω προβλήματος (Εικόνα 37).

Υπάρχει βέβαια και το παράδειγμα της σεισμικής αναβάθμισης του αεροδρομίου της Αττάλειας στην Τουρκία, όπου μεταλλικός κλωβός προσδίδει στο υποστύλωμα επαρκή περίσφιξη, εξασφάλιση της ασυνέχειας του διαμήκους οπλισμού και μεγαλύτερη δυσκαμψία (Εικόνα 38) [34]. Όμως σε αυτή την περίπτωση λόγω της απουσίας αγκυρίων, υπάρχει διαφωνία στην επιστημονική κοινότητα σχετικά με την πάκτωση των εφεδράνων. Η μια πλευρά θεωρεί ότι υπάρχει κίνδυνος αποκόλλησης της εποξεικής κόλλας, ενώ η άλλη πλευρά θεωρεί ότι μεταξύ εφεδράνου και σκυροδέματος δημιουργείται μεγάλη αντίσταση λόγω του μεγάλου δείκτη τριβής. Πάντως μέχρι στιγμής εφαρμόζεται ευρέως η τακτική του μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.



Εικόνα 35 Τοπικές θλιπτικές τάσεις υποδομής από εφέδρανο [15]



Εικόνα 36 Κατασκευαστική λεπτομέρεια εφεδράνου [15]



Εικόνα 37 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και εφέδρανα σε υποστυλώματα [35]



Εικόνα 38 Διαμόρφωση μεταλλικού κλωβού και εφέδρανο σε υποστυλώμα [34]

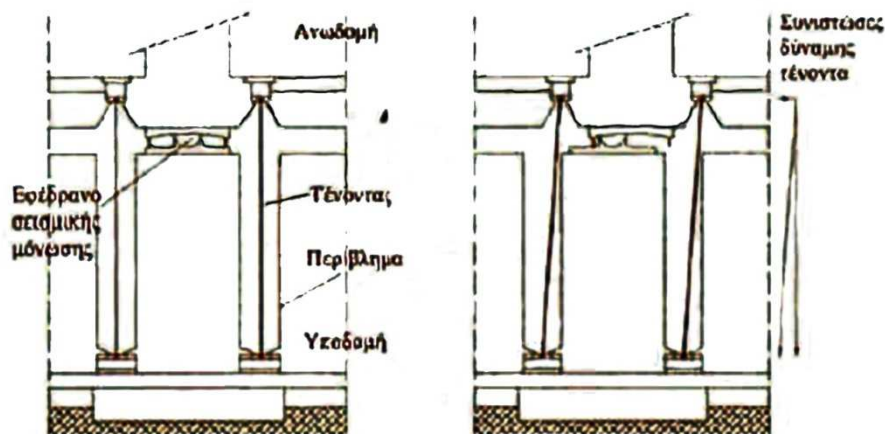
ΣΤ) Αφαίρεση προσωρινών στηριγμάτων. Όταν τελειώσει η τοποθέτηση των εφεδράνων και αφού το κονίαμα ή η κόλλα έχουν αποκτήσει το μεγαλύτερο μέρος των αντοχών τους, τότε αφαιρείται όλο το σύστημα προσωρινής στήριξης.

Ζ) Διαμόρφωση στοιχείων προστασίας εφεδράνων. Επειδή τα σεισμικά εφέδρανα πρέπει να προστατευθούν από πιθανή πυρκαγιά, την υγρασία, την σκόνη, την υπεριάδη ακτινοβολία κ.α., εγκιβωτίζονται σε ειδικές διατάξεις υψηλών αντοχών (Εικόνα 39). Σε κάθε περίπτωση όμως πρέπει να παρέχουν την δυνατότητα οπτικής επιθεώρησης. Επίσης αν κατά την ανάλυση

διαπιστωθεί κίνδυνος κατακόρυφης εφελκυστικής διάρρηξης σε ελαστομερές εφέδρανο ή ανύψωσης σε εφέδρανο ολίσθησης, προτείνεται η τοποθέτηση κατακόρυφων τενόντων εκατέρωθεν των στοιχείων μεταξύ υποδομής και ανωδομής (Εικόνα 40). Σε κάθε περίπτωση όμως η απόσταση που θα απέχουν από τα στοιχεία πρέπει να είναι αρκετή για την ανεμπόδιστη κίνηση σε σεισμικό γεγονός.



Εικόνα 39 Πυροπροστασία εφεδράνων [35]



Εικόνα 40 Προεντεταμένοι τένοντες δέσμευσης κατακόρυφων κινήσεων εφεδράνων [37]

Η) Διαμόρφωση σεισμικών αρμών και ειδικών συνδέσεων κατακόρυφων στοιχείων διερχόμενων της διεπιφάνειας (Εικόνες 24, 25). Όπως προαναφέρθηκε αυτή η διαδικασία είναι απαραίτητη για την βέλτιστη λειτουργία της σεισμικής μόνωσης και αποτελεί την τελική εργασία της επέμβασης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ

4.1 Ταυτότητα κανονισμών

4.1.1 Ευρωκώδικας 8 (EC8) / EN15129:2009

Ο Ευρωκώδικας 8 (EN 1998:1 – 2004) εγκρίθηκε από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN) τον Απρίλιο του 2004 [4], ενώ θεσμοθετήθηκε στην Ελλάδα το 2014 [12]. Οι διατάξεις περί σεισμικής μόνωσης αναφέρονται στο Μέρος 1, Κεφάλαιο 10. Όπως έχει αναφερθεί, στο προϋπάρχον ελληνικό κανονιστικό πλαίσιο (Ε.Α.Κ. – ΚΑΝ.ΕΠΕ) δεν υπάρχουν αντίστοιχες διατάξεις. Το πρότυπο EN15129:2009 εγκρίθηκε από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN) τον Σεπτέμβριο του 2009 και αφορά τους ελέγχους ιδιοτήτων των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης. [39]

4.1.2 Διεθνής Κανονισμός Κτιρίων (IBC / FEMA P-1050-1 / ASCE 7-10)

Ο Διεθνής Κανονισμός Κτιρίων (IBC) εγκρίθηκε το 2003 από το Διεθνές Συμβούλιο Κανονισμών (ICC) και έκτοτε ανανεώνεται κάθε 3 έτη, με τον τελευταίο εν ισχύ να είναι ο IBC 2015 [40]. Έχει θεσμοθετηθεί σχεδόν σε όλες τις πολιτείες των ΗΠΑ, καθώς αντικατέστησε τους τρεις κανονισμούς BOCA, UBC και SBC. Οι διατάξεις αντισεισμικού σχεδιασμού προέρχονται από τις οδηγίες ASCE 7-10 [41] του 2010 της Αμερικανικής Ομοσπονδίας Πολιτικών Μηχανικών, όπως αυτές τροποποιήθηκαν το 2015 με το πρότυπο (FEMA P-1050-1) [42] από τον Αμερικανικό Οργανισμό Μείωσης Σεισμικού Κινδύνου (NEHRP) και την Ομοσπονδιακή Υπηρεσία Αντιμετώπισης Καταστάσεων Έκτακτης Ανάγκης (FEMA). Η διαστασιολόγηση των εφεδράνων ορίζεται στο Κεφάλαιο 17 και των αποσβεστήρων στο Κεφάλαιο 18.

4.2 Σύγκριση – Κριτική κανονισμών

Όπως αποδεικνύεται στις παρακάτω ενότητες, οι περισσότερες διατάξεις του FEMA P-1050-1 είναι περισσότερο ευμενείς και ακριβείς από τις αντίστοιχες του EC8, πλην του τομέα των ποιοτικών ελέγχων των εφεδράνων. Επομένως κρίνεται αναγκαία η βελτίωση των συντηρητικών διατάξεων του EC8 που αντιβαίνουν τις ευρύτερες θετικές ιδιότητες της σχεδίασης με σεισμική μόνωση και συνάμα αυξάνουν το κόστος.

Επίσης στον EC8 Μέρος 3 § 5.1.2 καθώς και στον IBC § 34 προβλέπεται επί της αρχής η αναβάθμιση υφιστάμενου κτιρίου με τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης, αλλά δεν υπάρχουν διατάξεις για τον τρόπο εφαρμογής της όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 3.1.

4.2.1 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων

Σε αμφοτέρους τους κανονισμούς, τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας με κοινά χαρακτηριστικά (Πίνακες 2, 3). Η διαφοροποίηση έγκειται μόνο στους συντελεστές σπουδαιότητας $\gamma_i - I_e$, με ελαφρά δυσμένεια στον FEMA P-1050-1 (Πίνακες 4, 5).

Όμως αναφορικά με τη σεισμική μόνωση, στον FEMA P-1050-1 § 17.2.1 ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας της μονωμένης κατασκευής ίσος με 1.00, ανεξαρτήτως της αρχικής κατάταξης κτιρίου. Αυτή η παράμετρος είναι σημαντική για το φάσμα σχεδιασμού σε σχέση με τον EC8 ως αναλύεται στην ενότητα 4.2.5.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Πίνακας 2 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων EC8 §4.2.5 (4)

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released. ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Πίνακας 3 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων FEMA P-1050-1 §1.2

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_1	0,80	1,00	1,20	1,40

Πίνακας 4 Συντελεστές σπουδαιότητας για EC8 Ε.Π. §4.2.5 (5)

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads^a

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_t	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

^aThe component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Πίνακας 5 Συντελεστές σπουδαιότητας I_e FEMA P-1050-1 §1.5

4.2.2 Κατάταξη εδαφών

Οι κατηγορίες εδαφών παρουσιάζουν μικρές διαφοροποιήσεις στους δύο κανονισμούς (Πίνακες 6, 7). Για την ακρίβεια στον FEMA P-1050-1 υπάρχει μία κατηγορία A για μέσες ταχύτητες διατμητικών κυμάτων $v_{s,30} > 5000 \text{ ft/s} \approx 1524 \text{ m/s}$, κάτι το οποίο δεν υπάρχει στον EC8. Επομένως οι κατηγορίες B, C, D, E του FEMA P-1050-1 αντιστοιχούν στις κατηγορίες A, B, C, D του EC8 καθώς οι μέσες ταχύτητες διατμητικών κυμάτων είναι σχεδόν ίδιες. Επίσης στον EC8 υπάρχει η κατηγορία E που αντιστοιχεί σε συνδυασμό εδάφους A με C ή D, κάτι το οποίο δεν ισχύει στον FEMA P-1050-1. Τέλος οι κατηγορίες S1 και S2 του EC8 συνάδουν με την κατηγορία F του FEMA P-1050-1, στην οποία απαιτείται ειδική γεωτεχνική μελέτη. Σε αμφότερους τους κανονισμούς ο έλεγχος αφορά τα πρώτα 30m (100ft) εδάφους και η μέση ταχύτητα διατμητικών τμημάτων υπολογίζεται από την κοινή εξίσωση 4.1

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (4.1)$$

Όπου:

$v_{s,30}$: Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων σε m/s (ft/s)

h_i : Πάχος i στρώσης σε m (ft)

v_i : Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων i στρώσης σε m/s (ft/s)

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Πίνακας 6 Κατηγορίες εδαφών EC8 §3.1.2 (1)

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
	Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: —Plasticity index $PI > 20$, —Moisture content $w \geq 40\%$, —Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf		
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

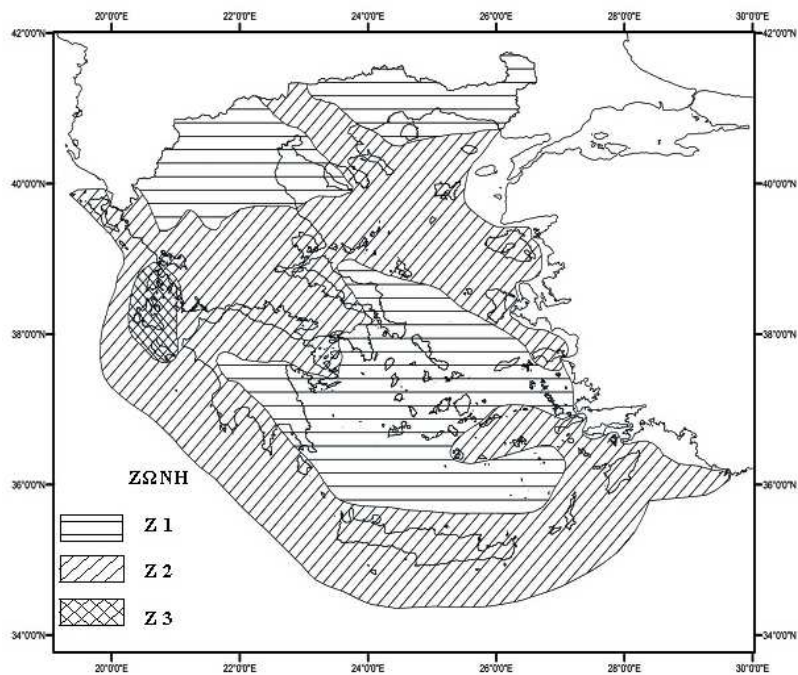
Πίνακας 7 Κατηγορίες εδαφών FEMA P-1050-1 §20.3

4.2.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

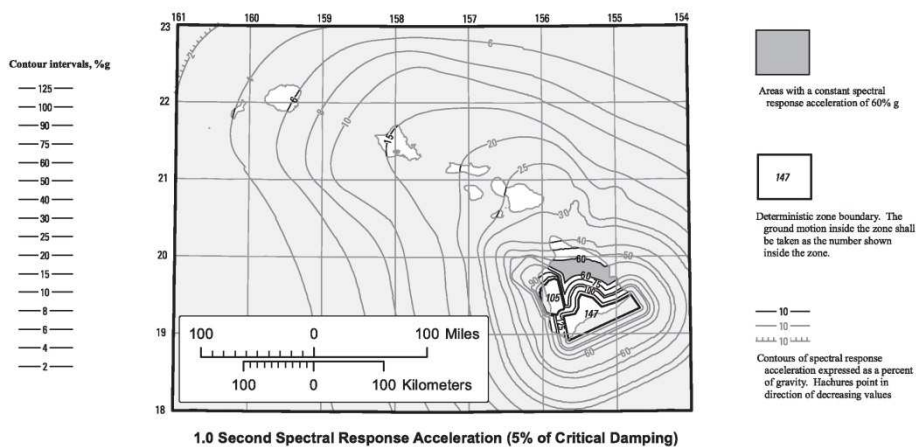
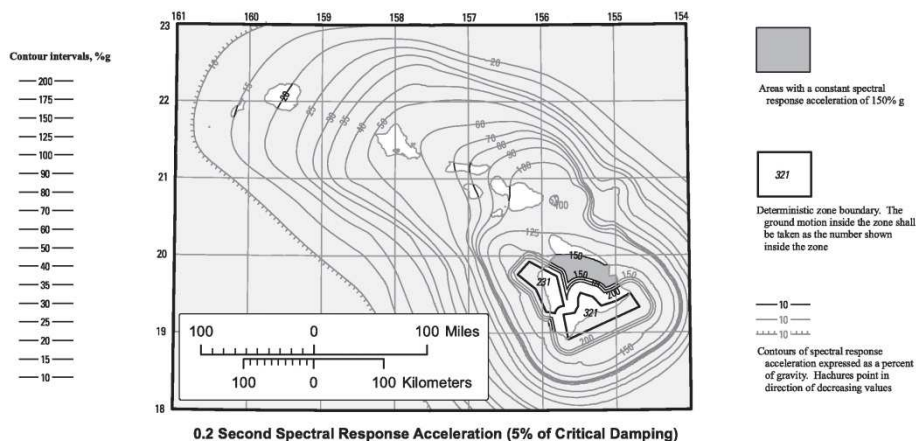
Στον EC8 υπάρχουν τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με τις αντίστοιχες τιμές επιταχύνσεων εδάφους κατηγορίας A a_{gR} (Πίνακας 8), οι οποίες καθορίζονται για κάθε χώρα από το Εθνικό Προσάρτημα (Εικόνα 41). Στον FEMA P-1050-1 υπάρχουν αντίστοιχοι χάρτες με ισόσειστες καμπύλες όπου προκύπτουν οι εκάστοτε τιμές επιταχύνσεων εδάφους κατηγορίας B (Εικόνα 42). Η διαφορά έγκειται στην παρουσία δύο τιμών, τόσο για μικρές (S_s) όσο και για μεγάλες (S_1) δεσπόζουσες ιδιοπεριόδους.

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 8 Επιταχύνσεις ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας EC8 Ε.Π § 3.2.1 (1)



Εικόνα 41 Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας EC8 Ε.Π. § 3.2.1 (1)



Εικόνα 42 Χάρτης εδαφικών επιταχύνσεων S_s και S_1 νήσου Hawaii FEMA P-1050-1 § 22

4.2.4 Συντελεστές συμπεριφοράς

Ο δείκτης συμπεριφοράς για την ανωδομή τόσο στον EC8 § 10.7 όσο και στον FEMA P-1050-1 § 17.5.4.1 και § 17.6.4.1 ορίζεται ως:

$$q = R = 1.00 \quad (4.2)$$

Αναφορικά με την ανωδομή στον EC8 § 10.10.5 ορίζεται:

$$1.00 \leq q \leq 1.50 \quad (4.3)$$

που είναι ελαφρά δυσμενέστερος καθώς στον FEMA P-1050-1 § 17.5.4.2 ορίζεται:

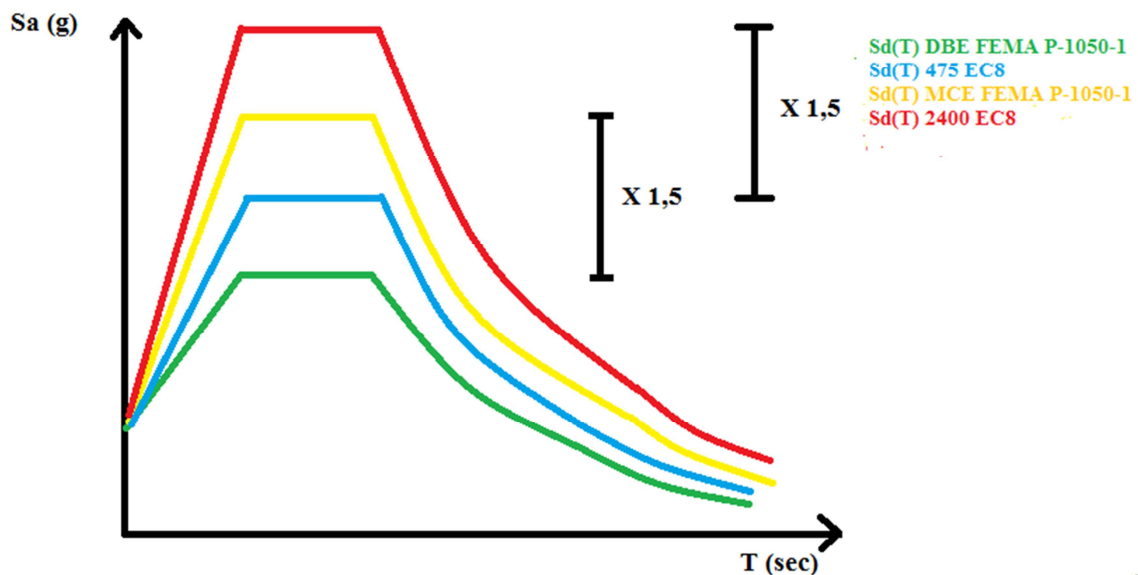
$$1.00 \leq R \leq 2.00 \quad (4.4)$$

4.2.5 Φάσματα σχεδιασμού

Ο τρόπος υπολογισμού των φασμάτων σχεδιασμού για περίοδο επαναφοράς 475 ετών μεταξύ των δύο κανονισμών διαφέρει αρκετά. Η βασική διαφορά έγκειται ότι στον EC8 το φάσμα σχεδιασμού περιλαμβάνει τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_i , ενώ στον FEMA P-1050-1 λαμβάνεται πάντα ίσος με μονάδα όπως αναφέρθηκε και στην Ενότητα 4.2.1. Επομένως προκύπτει ένα αρκετά δυσμενέστερο φάσμα κατά τον EC8 μέχρι και 40.00% (Εικόνα 43).

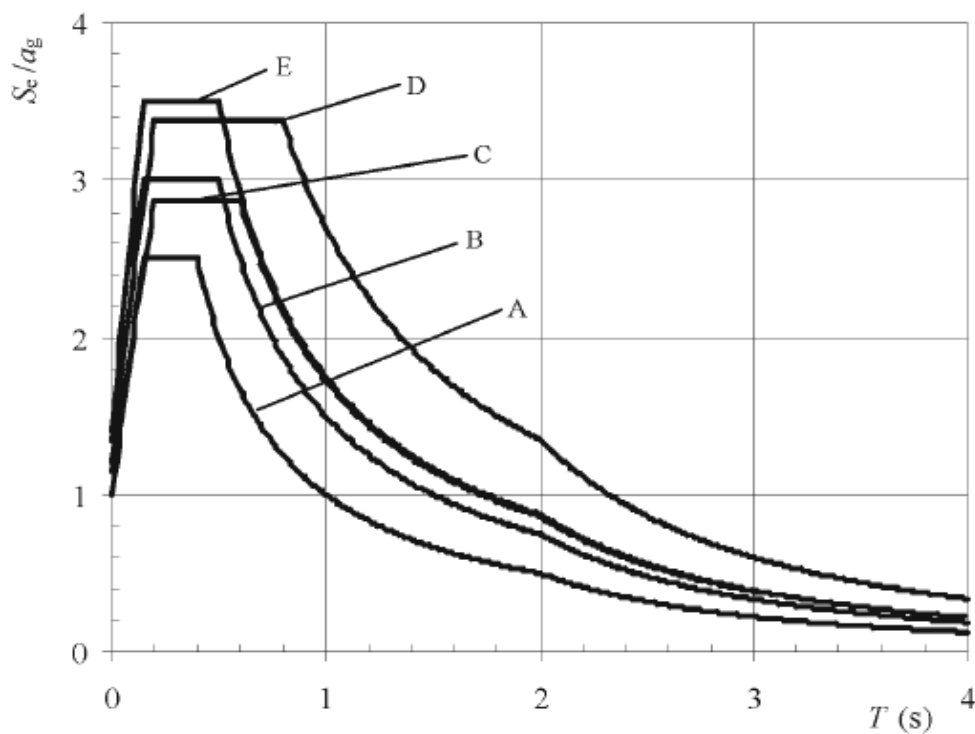
Αυτή η δυσμένεια μετακυλιέται και στα φάσματα σχεδιασμού των εφεδράνων για περίοδο επαναφοράς 2400 έτη, τα οποία μεγεθύνονται με ένα συντελεστή που ορίζει ο εκάστοτε κανονισμός. Για την ακρίβεια στο Εθνικό Προσάρτημα του EC8 § 10.3.2 ορίζεται συντελεστής μεγέθυνσης $\gamma_\chi = 1.50$ που τυχαίνει να συμπίπτει με τον συντελεστή του Μέγιστου Αναμενόμενου Σεισμού (MCE) του FEMA P-1050-1 § 11.4.

Σημειώνεται ότι ο FEMA P-1050-1 λαμβάνει υπόψη δύο επίπεδα σεισμού: Design Basis Earthquake και Maximum Considered Earthquake. Ο πρώτος (DBE) είναι ο σεισμός σχεδιασμού για την ανωδομή με περίοδο επαναφοράς 475 έτη. Ο δεύτερος (MCE) είναι ο σεισμός σχεδιασμού για το σύστημα μόνωσης με περίοδο επαναφοράς 2400 έτη και λαμβάνει υπόψη εδαφική επιτάχυνση 50.00% μεγαλύτερη από αυτήν του DBE.



Εικόνα 43 Σύγκριση τυπικών φασμάτων σχεδιασμού EC8 - FEMA P-1050-1 για περιόδους επαναφοράς 475 (DBE) και 2400 (MCE) έτη και $q = R = 1.00$

Η διαδικασία υπολογισμού στον EC8 περιλαμβάνει δύο αρχικούς τύπους φασμάτων αναλόγως του μεγέθους ταχύτητας επιφανειακών κυμάτων M_s . Για την Ελλάδα στο Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται το φάσμα Τύπου 1 για $M_s > 5.50$ (Εικόνα 44) και οι αντίστοιχοι παράμετροι (Πίνακας 9).



Εικόνα 44 Φάσμα σχεδιασμού Τύπου 1 για απόσβεση 5% του EC8§ 3.2.2.2

Κατηγορία Εδάφους	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 9 Τιμές παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού Τύπου 1 EC8 Ε.Π. § 3.2.2.2

Η επιτάχυνση του εδάφους a_g λαμβάνεται από την εξίσωση 4.5

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_i \quad (4.5)$$

Όπου:

a_{gR} : Επιτάχυνση εδάφους κατηγορίας A

γ_i : Συντελεστής σπουδαιότητας

Από τις εξισώσεις (4.6), (4.7), (4.8) και (4.9) σχεδιάζεται το φάσμα σχεδιασμού του EC8

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (4.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.8)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.9)$$

Όπου:

a_g : Επιτάχυνση εδάφους

S: Συντελεστής εδάφους

T_B, T_C, T_D: Ιδιοπερίοδοι φάσματος σχεδιασμού

S_d(T): Φάσμα σχεδιασμού

q: Συντελεστής συμπεριφοράς

β : Συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού = 0.20.

Η διαδικασία υπολογισμού στον FEMA P-1050-1 ξεκινά με την εύρεση των εδαφικών επιταχύνσεων S_s και S_1 όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 4.2.3. Ύστερα γίνεται διόρθωση των τιμών αναλόγως των εδαφικών συνθηκών όπως φαίνεται στις εξισώσεις 4.10 και 4.11, καθώς αυτές οι τιμές αφορούν έδαφος κατηγορίας B.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (4.10)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (4.11)$$

Όπου:

S_s : Επιτάχυνση εδάφους μικρών ιδιοπεριόδων (0.20 s)

S_1 : Επιτάχυνση εδάφους μεγάλων ιδιοπεριόδων (1.00 s)

S_{MS} : Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους μικρών ιδιοπεριόδων (0.20 s)

S_{M1} : Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους μεγάλων ιδιοπεριόδων (1.00 s)

F_a : Συντελεστής διόρθωσης εδαφικών επιταχύνσεων μικρών ιδιοπεριόδων (0.20 s) από Πίνακα 10

F_v : Συντελεστής διόρθωσης εδαφικών επιταχύνσεων μεγάλων ιδιοπεριόδων (0.20 s) από Πίνακα 11

Class	Site	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$
A		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C		1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D		1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E		2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7
F		See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7

Πίνακας 10 Συντελεστές διόρθωσης F_a FEMA P-1050-1 §11.4.3

ite Class	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T = 0.5$	$S_T \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ¹	2.0 ¹	1.9 ¹	1.8 ¹	1.7 ¹
E	4.2	3.3 ¹	2.8 ¹	2.4 ¹	2.2 ¹	2.0 ¹
F	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7	See Section 11.4.7

Πίνακας 11 Συντελεστές διόρθωσης F_v FEMA P-1050-1 §11.4.3

Ακολουθεί ο υπολογισμός των διορθωμένων εδαφικών επιταχύνσεων σχεδιασμού βάσει των εξισώσεων 4.12 και 4.13

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad (4.12)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (4.13)$$

Όπου:

S_{DS} : Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους σχεδιασμού μικρών ιδιοπεριόδων (0.20 s)

S_{D1} : Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους σχεδιασμού μεγάλων ιδιοπεριόδων (1.00 s)

S_{MS} : Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους μικρών ιδιοπεριόδων (0.20 s)

S_{M1} : Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους μεγάλων ιδιοπεριόδων (1.00 s)

Μετά υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι T_0 και T_s μέσω των εξισώσεων 4.14, 4.15 ενώ η ιδιοπερίοδος T_L βρίσκεται από τους χάρτες του κεφαλαίου 22 του FEMA P-1050-1.

$$T_0 = 0.20 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.14)$$

$$T_L = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.15)$$

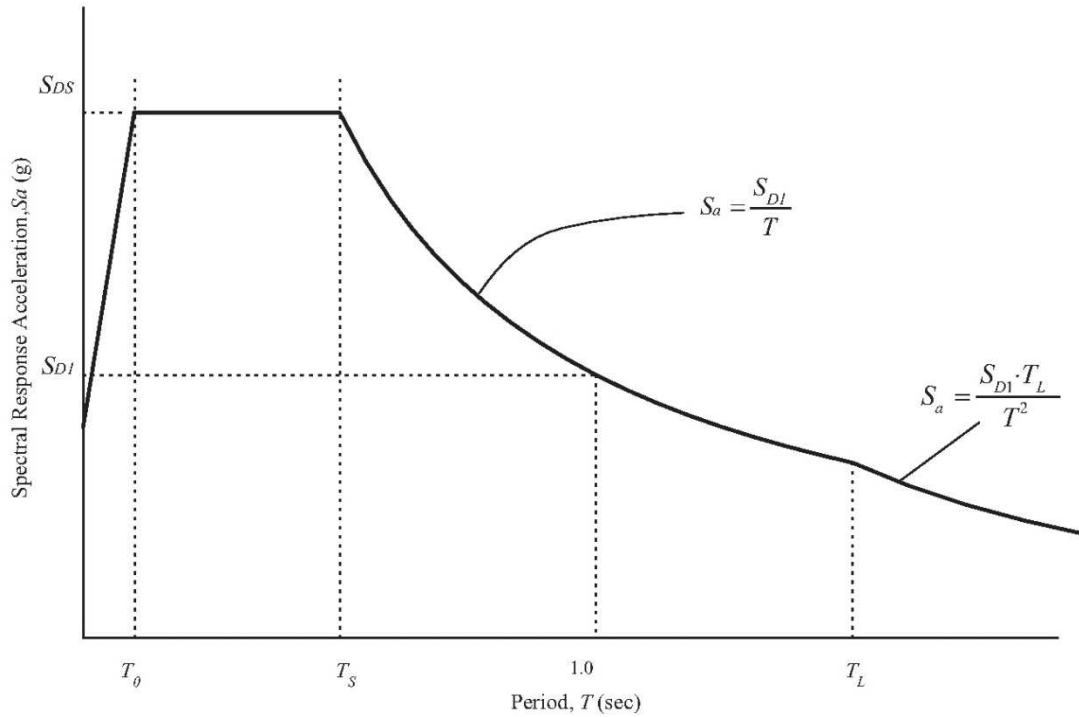
Όπου:

T_0, T_s, T_L : Ιδιοπερίοδοι φάσματος σχεδιασμού

S_{DS} : Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους σχεδιασμού μικρών ιδιοπεριόδων (0.20 s)

S_{D1} : Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους σχεδιασμού μεγάλων ιδιοπεριόδων (1.00 s)

Τέλος υπολογίζεται το φάσμα σχεδιασμού όπως φαίνεται στην Εικόνα 45 και τις εξισώσεις 4.16, 4.17, 4.18 και 4.19



Εικόνα 45 Φάσμα σχεδιασμού FEMA P-1050-1§ 11.4.5

$$T < T_0: S_a = S_{DS} \cdot \left(0.40 + 0.60 \frac{T}{T_0} \right) \quad (4.16)$$

$$T_0 \leq T \leq T_S: S_a = S_{DS} \quad (4.17)$$

$$T_S < T \leq T_L: S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (4.18)$$

$$T > T_L: S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad (4.19)$$

Όπου:

T: Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος κτιρίου

T₀, T_S, T_L: Ιδιοπερίοδοι φάσματος σχεδιασμού

S_{DS}: Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους σχεδιασμού μικρών ιδιοπεριόδων (0.20 s)

S_{D1}: Διορθωμένη επιτάχυνση εδάφους σχεδιασμού μεγάλων ιδιοπεριόδων (1.00 s)

4.2.6 Κατακόρυφη συνιστώσα

Σε αμφότερους τους κανονισμούς απαιτείται ο συνυπολογισμός της κατακόρυφης συνιστώσας με τις διατάξεις του EC8 να είναι αυστηρότερες σε σχέση με τον FEMA P-1050-1. Για την ακρίβεια στον EC8 § 3.2.2.3 δίδεται ο παρακάτω πίνακας 12 που ορίζει για φάσμα Τύπου 1 η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση a_{vg} να είναι το 90.00% της οριζόντιας a_g και συνάμα στην § 3.2.2.5.5 ορίζεται ο δείκτης εδάφους να είναι $S = 1.00$. Επομένως το κατακόρυφο φάσμα κυμαίνεται μεταξύ 65.00% – 90.00% του οριζοντίου, την στιγμή που στον FEMA P-1050-1 προτείνεται να είναι το 20.00% του οριζοντίου.

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0.90	0.05	0.15	1.00
Τύπου 2	0.45	0.05	0.15	1.00

Πίνακας 12 Λόγοι κατακόρυφων - οριζοντίων εδαφικών επιταχύνσεων και ιδιοπερίοδοι

4.2.7 Κανονικότητα – Πλαστιμότητα

Στον EC8 υπάρχει μια θετική και μια αρνητική διάταξη. Η θετική όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 2.4.1 και σύμφωνα με την § 10.4.7 είναι η αποφυγή εφαρμογής κανόνων ικανοτικού σχεδιασμού και κατασκευαστικών λεπτομερειών πλαστιμής συμπεριφοράς για όλη την δομή. Αντιθέτως η αρνητική διάταξη στην § 10.5.5 αναφέρει ότι η δομή πρέπει να είναι πλήρως κανονική για την τοποθέτηση εφεδράνων, ενώ έχει αποδειχθεί ότι αυτό δεν είναι απαραίτητο.

Στον FEMA P-1050-1 η αντίστοιχη διάταξη στην § 17.2.2 και στην § 17.2.3 είναι ευμενέστερη καθώς επιτρέπεται όλη η δομή να θεωρείται κανονική με $\rho = 1.00$ πλην κάποιων ειδικών περιπτώσεων, όπως μεγάλη στροφική εκκεντρότητα σε κάτοψη. Ακόμα όμως και σε αυτές τις ειδικές περιπτώσεις, η μοναδική απαγόρευση αφορά την διενέργεια ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης.

4.2.8 Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων - Διαφράγματα

Σε αμφότερους τους κανονισμούς προβλέπεται ένα μέγιστο όριο σχετικών μετατοπίσεων ορόφων με μια ελαφρά δυσμέμεια στον EC8. Για την ακρίβεια στον EC8 § 10.4.3 ορίζεται για ψαθυρά μη – φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με το φορέα που είναι και τα συνηθέστερα:

$$d_r v \leq 0.005h \quad (4.20)$$

Όπου:

d_r : Τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

v : Συντελεστής μείωσης παραμορφώσεων ίσος με 0.50 για σπουδαιότητα κτιρίων I ή II και ίσος με 0.40 για σπουδαιότητα κτιρίων III ή IV (Ε.Π. § 4.4.3.2.2)

h : Ύψος ορόφου

Επομένως η εξίσωση 4.20 γίνεται:

$$d_r \leq 0.01 h \quad \text{ή} \quad d_r \leq 0.0125 h \quad (4.21)$$

Στον FEMA P-1050-1 § 17.5.6 και § 17.6.4.4 ορίζεται:

$$\delta_\gamma \leq 0.015 \cdot h_{sx} \quad (4.22)$$

Όπου:

δ_γ : Σχετική παραμόρφωση ορόφου

h_{sx} : Ύψος ορόφου

Αναφορικά με τα διαφράγματα στον EC8 § 10.5.3 προβλέπεται η παρουσία δύσκαμπτων διαφραγμάτων εκατέρωθεν της σεισμικής διεπιφάνειας. Αν αυτό δεν είναι εφικτό πρέπει να ελέγχεται η σχετική οριζόντια μετακίνηση των κατακόρυφων στοιχείων στα οποία συνδέονται οι μονωτήρες που δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 1/20 της σχετικής μετακίνησης του συστήματος.

Στον FEMA P-1050-1 § 17.2.5.1 προβλέπεται δύσκαμπτο διάφραγμα μόνο άνωθεν της διεπιφάνειας. Κατά γενική πρακτική είναι απαραίτητη η παρουσία διαφράγματος και στην υποδομή για καλύτερη κατανομή των φορτίων, οπότε η διάταξη του FEMA P-1050-1 κρίνεται ως ελλιπής.

4.2.9 Ιδιότητες εφεδράνων

Σε αμφοτέρους τους κανονισμούς (EC8 § 10.8 και FEMA P-1050-1 § 17.5 και § 17.6) ορίζεται ο έλεγχος των εντατικών μεγεθών και των μετατοπίσεων των εφεδράνων με χρήση των ελάχιστων (LBP) και μέγιστων (UBP) τιμών των ιδιοτήτων τους. Επίσης κοινό στοιχείο των δύο κανονισμών (EN15129 § 8.3.1.1 και FEMA P-1050-1 § 17.2.8.3) αποτελεί ότι τα ποσοστά που κυμαίνονται οι τιμές των ιδιοτήτων των εφεδράνων, προκύπτουν από τον συνδυασμό των παρακάτω τριών παραμέτρων:

- Διαφοροποιήσεις παραγωγής $\pm 20.00\%$
- Επίδραση γήρανσης και περιβαλλοντικών συνθηκών
- Επίδραση κόπωσης, ρυθμού καταπονήσεων και θερμοκρασιακών μεταβολών.

Γενικά στον EC8 η κύμανση των προαναφερθέντων ποσοστών είναι σχετικά αυστηρότερη, αλλά και συνάμα πιο αξιόπιστη, καθώς είναι ανεξάρτητη από τα δεδομένα των κατασκευαστών. Αντίθετα κατά τις διατάξεις του FEMA P-1050-1, προτείνονται ευμενέστερα ποσοστά όταν αυτά προέρχονται από τους κατασκευαστές και δυσμενέστερα όταν προέρχονται από άλλες πηγές. Αυτή η πρακτική έχει δεχθεί έντονη κριτική.

Για την ακρίβεια στο πρότυπο EN15129 § 8.3.1.1 προτείνεται η χρήση συντελεστή $\pm 30.00\%$ που συνεπάγεται ότι:

$$\frac{UBP}{LBP} = \frac{1.30}{0.70} \approx 1.86 \quad (4.23)$$

Επίσης στην § 10.8.4 του EC8 υπάρχει μια εξαίρεση για κτίρια σπουδαιότητας I ή II με χρήση ποσοστού $\pm 15.00\%$ η οποία δεν προβλέπεται στο μεταγενέστερο πρότυπο και μπορεί να θεωρηθεί άκυρη.

Ακόμα αξίζει να αναφερθεί ότι διαπιστώθηκαν δύο λάθη² καθώς προτείνεται ο λόγος της εξίσωσης 4.23 να μην υπερβαίνει το 1.80 κάτι το οποίο έστω και οριακά δεν ισχύει. Επίσης διαπιστώνεται στον EC8 § 10.8 ότι ορίζεται ορθώς ο έλεγχος μετατοπίσεων με χρήση της ελάχιστης τιμής τριβής μ , αλλά ταυτόχρονα και έλεγχος των εντατικών μεγεθών, κάτι το οποίο δεν ισχύει.

Στον FEMA P-1050-1 § 17.8.1.2 και στο αντίστοιχο παράρτημα § C.17.2.8.3 ορίζεται ότι τα ποσοστά κύμανσης που προέρχονται από τους κατασκευαστές πρέπει να είναι από $\pm 10\%$ έως $\pm 15\%$, ή οι αντίστοιχοι λόγοι να είναι $1.22 \leq UBP / LBP \leq 1.35$ οι οποίοι είναι ευμενέστεροι σχετικά με τον EC8. Όταν δεν δίδονται από τους κατασκευαστές, στην § 17.2.8.4 και στο αντίστοιχο παράρτημα § C.17.2.8.4 πρέπει να χρησιμοποιηθούν οι αυστηροί συντελεστές διόρθωσης λ_{max} και λ_{min} . Για την ακρίβεια όπως φαίνεται και από τον πίνακα 13, αναλόγως τον τύπο εφεδράνου προκύπτουν λόγοι $UBP / LBP \geq 2.25$ που είναι αρκετά δυσμενέστεροι από τον EC8 (Εξίσωση 4.23).

	Unlubricated Interfaces – μ or Qd	Lubricated Interfaces μ or Qd	Plain Low Damping Elastomeric K	LRB Kd	LRB Qd	HDR Kd	HDR Qd
λ_{max} (UBP)	2.10	3.20	1.80	1.80	1.80	2.20	1.80
λ_{min} (LBP)	0.60	0.60	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
UBP / LBP	3.50	5.33	2.25	2.25	2.25	2.75	2.25

Πίνακας 13 Μέγιστες - Ελάχιστες τιμές ιδιοτήτων εφεδράνων από ανεξάρτητους φορείς FEMA § C.17.2.8.4

Επίσης στον FEMA P-1050-1 υφίσταται και μια αντίφαση καθώς στην § 17.2.8.5 ορίζεται ότι πρέπει γενικώς να χρησιμοποιηθούν οι προαναφερθέντες συντελεστές για τον υπολογισμό των μέγιστων/ελάχιστων τιμών των ιδιοτήτων των εφεδράνων, κάτι το οποίο αναιρεί εμμέσως την § 17.2.8.4.

² Τα λάθη διαπιστώθηκαν τόσο στο αρχικό αγγλικό κείμενο, όσο και στο επίσημα μεταφρασμένο ελληνικό κείμενο

4.2.10 Αναλύσεις

Σε αμφοτέρους τους κανονισμούς επιτρέπονται υπό προϋποθέσεις τρεις αναλύσεις: ισοδύναμη γραμμική, ιδιομορφική και χρονοϊστορίας. Η μόνη διαφορά είναι ότι στον EC8 προβλέπεται απλοποιημένη γραμμική ή φασματική ανάλυση εάν συντρέχουν κάποια επιπλέον κριτήρια.

4.2.10.1 Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση

Στον EC8 § 10.9.2.5 ορίζονται τέσσερα κριτήρια για την διενέργεια ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης:

- Η ενεργός απόσβεση ξ_{eff} στην μέγιστη μετατόπιση d_{dc} θα βρίσκεται εντός των ορίων της εξίσωσης 4.24:

$$\xi_{eff} \leq 30.00\% \quad (4.24)$$

- Η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} στην μέγιστη μετατόπιση d_{dc} θα βρίσκεται εντός των ορίων της εξίσωσης 4.25:

$$K_{eff}(d_{dc}) \geq 0.50 \cdot K_{eff}(0.20 \cdot d_{dc}) \quad (4.25)$$

- Η δύναμη επαναφοράς F_{res} στην μέγιστη μετατόπιση d_{dc} θα βρίσκεται εντός των ορίων της εξίσωσης 4.26:

$$F_{res}(d_{dc}) \geq 0.025 \cdot W \cdot F_{res}(0.50 \cdot d_{dc}) \quad (4.26)$$

Όπου:

W: Βάρος ανωδομής

- Τα χαρακτηριστικά δύναμης-μετακίνησης του συστήματος μόνωσης δεν ποικίλουν κατά περισσότερο από 10.00%, λόγω της ταχύτητας της φόρτισης ή λόγω των κατακόρυφων φορτίων.

Τα επιπλέον κριτήρια που πρέπει να τηρούνται για την διενέργεια απλοποιημένων αναλύσεων δίδονται στην § 10.9.3.2 και § 10.9.3.3 και § 10.9.3.4

- Η στρεπτική κίνηση γύρω από το κατακόρυφο άξονα μπορεί να αμελείται κατά τον υπολογισμό της ενεργού οριζόντιας δυσκαμψίας και κατά την απλοποιημένη γραμμική ανάλυση εάν, σε κάθε μία από τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις, η συνολική εκκεντρότητα (συμπεριλαμβανομένης της τυχηματικής εκκεντρότητας) μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης και της κατακόρυφης προβολής του κέντρου μάζας της ανωδομής δεν υπερβαίνει το 7,5% του μήκους της ανωδομής εγκάρσια προς την υπό εξέταση οριζόντια διεύθυνση.
- Η απόσταση από το πλησιέστερο πιθανό ενεργό ρήγμα μεγέθους $M_s \geq 6.50$ είναι μεγαλύτερη από 15.00 km.

- Η μεγαλύτερη διάσταση της ανωδομής σε κάτοψη δεν είναι μεγαλύτερη από 50.00 m.
- Η υποδομή είναι επαρκώς άκαμπτη έτσι ώστε να ελαχιστοποιεί την επίδραση των διαφορικών μετακινήσεων του εδάφους.
- Όλες οι συσκευές βρίσκονται πάνω από στοιχεία της υποδομής τα οποία φέρουν τα κατακόρυφα φορτία.
- Η ενεργός ιδιοπερίοδος T_{eff} στην μέγιστη μετατόπιση d_{dc} θα βρίσκεται εντός των ορίων της εξίσωσης 4.27:

$$3.00 \cdot T_f \leq T_{eff} \leq 3.00 \text{ s} \quad (4.27)$$

Όπου:

T_f : Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ανωδομής με σταθερή βάση εκτιμώμενη μέσω της ακόλουθης απλοποιημένης σχέσης (§ 4.3.3.2.2.3)

$$T_f = 0.075 \cdot H^{0.75} \quad (4.28)$$

Όπου:

H: Ύψος κτιρίου

- Το σύστημα παραλαβής πλευρικών φορτίων της ανωδομής θα πρέπει να είναι διατεταγμένο κανονικά και συμμετρικά κατά μήκος των δύο κυρίων αξόνων του φορέα σε κάτοψη.
- Η στροφική ταλάντωση στη βάση της υποδομής θα πρέπει να είναι αμελητέα.
- Ο λόγος μεταξύ της κατακόρυφης και της οριζόντιας ενεργού δυσκαμψίας θα είναι εντός των ορίων της εξίσωσης 4.29:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150.00 \quad (4.29)$$

Όπου:

K_v : Κατακόρυφη δυσκαμψία

K_{eff} : Ενεργός δυσκαμψία

- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην κατακόρυφη κατεύθυνση T_v , θα πρέπει να είναι εντός των ορίων της εξίσωσης 4.30:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \leq 0.10 \text{ sec} \quad (4.30)$$

Όπου:

M: Μάζα κτιρίου

Στον FEMA P-1050-1 § 17.4.1 ορίζονται έξι κριτήρια για την διενέργεια ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης όπου κάποια εξ' αυτών μοιάζουν με τα κριτήρια του EC8

- Η ανωδομή να είναι κανονική με $\rho = 1.00$.
- Το έργο να βρίσκεται σε έδαφος κατηγορίας A, B, C, D.
- Η ενεργός ιδιοπερίοδος T_M στην μέγιστη μετατόπιση D_M θα βρίσκεται εντός των ορίων της εξίσωσης 4.31:

$$3.00 \cdot T_a < T_M \leq 5.00 \text{ s} \quad (4.31)$$

Όπου:

T_a : Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ανωδομής με σταθερή βάση εκτιμώμενη μέσω της ακόλουθης απλοποιημένης σχέσης (§ 12.8.2.1)

$$T_a = 0.0488 \cdot H^{0.75} \quad (4.32)$$

Όπου:

H: Ύψος κτιρίου

- Η ενεργός απόσβεση β_M στην μέγιστη μετατόπιση D_M θα βρίσκεται εντός των ορίων της εξίσωσης 4.33:

$$\beta_M \leq 30.00\% \quad (4.33)$$

- Η ενεργός δυσκαμψία K_M στην μέγιστη μετατόπιση D_M θα βρίσκεται εντός των ορίων της εξίσωσης 4.34:

$$K_{M(DM)} > \frac{1}{3} \cdot K_{M(0.20DM)} \quad (4.34)$$

- Η δύναμη επαναφοράς F_{res} στην μέγιστη μετατόπιση D_M θα βρίσκεται εντός των ορίων της εξίσωσης 4.35

$$F_{res(DM)} \geq 0.025 \cdot W \cdot F_{res(0.5 \cdot DM)} \quad (4.35)$$

Όπου:

W: Βάρος ανωδομής

4.2.10.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Στον EC8 § 10.9.4 ορίζεται πως επιτρέπεται η ιδιομορφική ανάλυση όταν δεν συντρέχουν τα κριτήρια των § 10.9.3.2 και § 10.9.3.3 και § 10.9.3.4, οπότε πρέπει να τηρούνται τα τέσσερα αρχικά κριτήρια της § 10.9.2.5. Επίσης στις § 4.3.3.3 και § 4.3.3.5 και § 10.9.2.6. ορίζονται τα εξής:

- Συνυπολογισμός των ιδιομορφών για το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου
- Υπολογισμός της συνολικής μετατόπισης συμπεριλαμβανόμενης της εκκεντρότητας κατά 100.00% στην κύρια διεύθυνση και κατά 30.00% στην δευτερεύουσα διεύθυνση (διανυσματικό άθροισμα).
- Μείωση του φάσματος με χρήση του συντελεστή μείωσης απόσβεσης η σύμφωνα με την εξίσωση 4.36:

$$\eta = \sqrt{\frac{10.00}{(5.00 + \xi)}} \geq 0.55 \quad (4.36)$$

Επομένως από το συνδυασμό των εξισώσεων 4.24 και 4.36 προκύπτει ότι η ενεργός απόσβεση ξ_{eff} πρέπει να είναι εντός των ορίων της εξίσωσης 4.37:

$$\xi_{eff} \leq 28.06 \% \quad (4.37)$$

Στον FEMA P-1050-1 § 17.4.2.1 ορίζεται πως επιτρέπεται η ιδιομορφική ανάλυση όταν η ανωδομή δεν είναι κανονική ($\rho \neq 1.00$) και τηρούνται τα υπόλοιπα κριτήρια της § 17.4.1. Επίσης στην § 17.6.3 ορίζονται:

- Συνυπολογισμός των ιδιομορφών για το 90.00% της συνολικής μάζας του κτιρίου
- Υπολογισμός της συνολικής μετατόπισης συμπεριλαμβανόμενης της εκκεντρότητας D_{TM} κατά 100.00% στην κύρια διεύθυνση και κατά 30.00% στην δευτερεύουσα διεύθυνση (διανυσματικό άθροισμα).
- Μείωση του φάσματος για απόσβεση όχι μεγαλύτερη από την ενεργό απόσβεση β_M ή το 30.00% της κρίσιμης όποια είναι μικρότερη.

4.2.10.3 Ανάλυση χρονοϊστορίας

Η ανάλυση χρονοϊστορίας πραγματοποιείται όταν δεν συντρέχουν τα κριτήρια των δύο προηγούμενων αναλύσεων για τον εκάστοτε κανονισμό (EC8 § 10.9.5 και FEMA P-1050-1 § 17.4.2.2). Κατά γενική ομολογία οι διατάξεις για την επιλογή των επιταχυνσιογραφημάτων του FEMA P-1050-1 είναι πληρέστεροι καθώς προβλέπεται ο έλεγχος του μέσου φάσματος όλων των καταγραφών, ο έλεγχος του μέσου φάσματος κάθε ζεύγους και συνάμα ο έλεγχος σε περίπτωση έργου κοντά σε σεισμικό ρήγμα. Στον EC8 ο έλεγχος περιορίζεται μόνο στο μέσο φάσμα όλων των καταγραφών.

Στον EC8 § 3.2.3.1.2 υπάρχει η απαίτηση χρήσης τριών επιταχυνσιογραφημάτων. Έτσι στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.20T_1$ και $2.00T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα

στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα., καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5.00%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90.00% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5.00%.

Στον FEMA P-1050-1 § 17.3.4 υπάρχει η απαίτηση χρήσης επτά ζευγών οριζοντίων επιταχυνσιογραφημάτων. Έτσι ισχύουν τα ακόλουθα:

- Το μέσο ελαστικό φάσμα όλων των ζευγών στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.75T_1$ και $1.25T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα, , δεν πρέπει να είναι μικρότερο από το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα απόκρισης.
- Το μέσο ελαστικό φάσμα SRSS κάθε ζεύγους στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.20T_1$ και $1.25T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης περίοδος του φορέα, , δεν πρέπει να είναι μικρότερο από το 90.00% του αντίστοιχου ελαστικού φάσματος απόκρισης.
- Σε περιοχές εντός 3 μιλίων (5.00 χλμ) από ενεργό ρήγμα από το οποίο εξαρτάται ο σεισμικός κίνδυνος, δεν πρέπει να χρησιμοποιούνται τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα που παράγονται ώστε να είναι συμβατά με τα φάσματα ελαστικής απόκρισης εκτός αν τα χαρακτηριστικά του παλμού των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου περιλαμβάνονται στο ειδικό τοπικό φάσμα σχεδιασμού (site specific response spectrum) και τα χαρακτηριστικά των παλμών όταν υπάρχουν στις μεμονωμένες οι εδαφικές κινήσεις διατηρούνται και μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας αντιστοίχισης με το φάσμα.
- Σε περιοχές εντός 3 μιλίων (5.00 χλμ) από ενεργό ρήγμα από το οποίο εξαρτάται ο σεισμικός κίνδυνος, κάθε ζεύγος των οριζοντίων συνιστωσών θα πρέπει να περιστραφεί προς τις διευθύνσεις κάθετα και παράλληλα του ενεργού ρήγματος και να κλιμακωθεί έτσι ώστε το μέσο φάσμα των επιταχυνσιογραφημάτων παράλληλα και το αντίστοιχο κάθετα του ρήγματος να μην είναι μικρότερο από το 50.00% του φάσματος απόκρισης MCEER για την περίοδο από $0.20T$ για το άνω όριο των ιδιοτήτων του μονωτήρα ως το $1.25T$ για το κάτω όριο των ιδιοτήτων.

4.2.11 Έλεγχοι ποιότητας εφεδράνων

Σε αμφότερος τους κανονισμούς (EN15129 § 8.3.1.1 και FEMA P-1050-1 § 17.8.2) ορίζεται ότι πρέπει να διενεργείται ποιοτικός έλεγχος σε τουλάχιστον δύο εφέδρανα κάθε τύπου και μεγέθους που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί στο έργο. Γενικώς σε αυτό τον τομέα ο EC8 υπερέχει διότι ορίζονται παραπάνω ποιοτικοί έλεγχοι σε σχέση με τον FEMA P-1050-1 όπως φαίνεται και από τους πίνακες 14, 15.

Type of Test	Test run	Compression Load N_s [kN]	Displacement d_x [m]	Peak velocity v_o [mm/s]	Number of complete cycles
Service	S	N_{Sd}	maximum non seismic movement	5	20
Benchmark	P1	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	50	3
Dynamic 1	D1	N_{Sd}	$0,25 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Dynamic 2	D2		$0,5 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Dynamic 3	D3		$1,0 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Integrity of overlay	O	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Seismic	E	$N_{Ed,max}$ and $N_{Ed,min}$	d_{bd}	v_{Ed}	3
Bi-directional	B	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Property verification	P2	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Ageing	P3	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	50	3

Πίνακας 14 Ποιοτικοί έλεγχοι EN15129 § 8.3.4.1.5

Type of Test	Compression Load N_s (Kips)	Maximum Displacement D_M (in)	Number of complete cycles
Wind design force (Service)	N_{sd} (Dead + 0.5Live)	Maximum non seismic movement (wind)	20
Dynamic 1	N_{sd} (Dead + 0.5Live)	$0.25 D_M$	3
Dynamic 2	N_{sd} (Dead + 0.5Live)	$0.50 D_M$	3
Dynamic 3	N_{sd} (Dead + 0.5Live)	$0.67 D_M$	3
Dynamic 4	N_{sd} (Dead + 0.5Live)	$1.00 D_M$	3
Dynamic 5	N_{sd} (Dead + 0.5Live)	$1.00 D_M$	3
Dynamic 6	$30S_{M1}/(S_{MS}B_M)$	$0.75 D_M$	10

Πίνακας 15 Ποιοτικοί έλεγχοι FEMA P-1050-1 § 17.8.2.2

4.2.12 Λοιπές διατάξεις

Σε αμφότερουσ τουσ κανονισμούσ (EC8 § 10.4.8 και § 10.5.1 και § 10.5.4 και § 10.9.6 και FEMA P-1050-1 § 17.2.4 και § 17.2.5 και 17.2.6) ορίζονται τα εξής:

- Παρουσία σεισμικού αρμού που θα προκύπτει από την εκάστωτε μέγιστη μετατόπιση των εφεδράνων.
- Προστασία εφεδράνων από πυρκαγιά, υγρασία, τοξικές ουσίες καθώς και δημιουργία κατασκευαστικών διατάξεων για την οπτική επιθεώρηση αυτών.
- Εφαρμογή κατασκευαστικών διατάξεων στα ζωτικά δίκτυα που διέρχονται από την σεισμική διεπιφάνεια, ώστε να παραλαμβάνουν την μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού.
- Έλεγχος μη φερόντων στοιχείων (κεραίες, μηχανολογικός εξοπλισμός κ.α.) με βάση τις δυναμικές επιδράσεις της σεισμικής μόνωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 Διερεύνηση - τεκμηρίωση κτιρίου

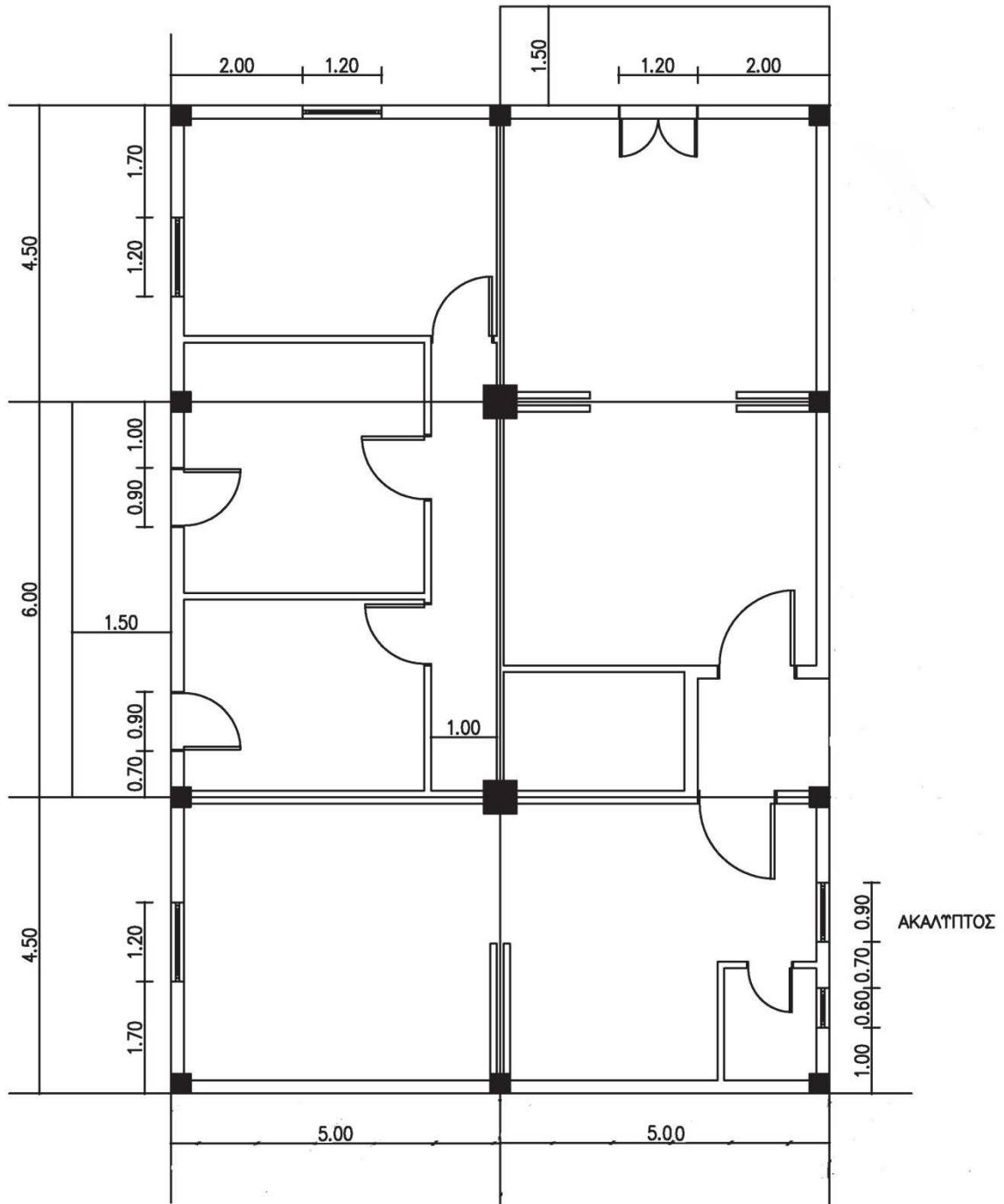
Η διερεύνηση - τεκμηρίωση καθώς και η αποτίμηση του κτιρίου εκτελούνται βάσει των διατάξεων του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) [43]. Σημειώνεται ότι το κτίριο έχει αναλυθεί στο παρελθόν για την αξιολόγηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ και θεωρείται αντιπροσωπευτικό των κτιρίων που έχουν δομηθεί με παλαιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς.

5.1.1. Γενικά (§ 3.1 ΚΑΝΕΠΕ)

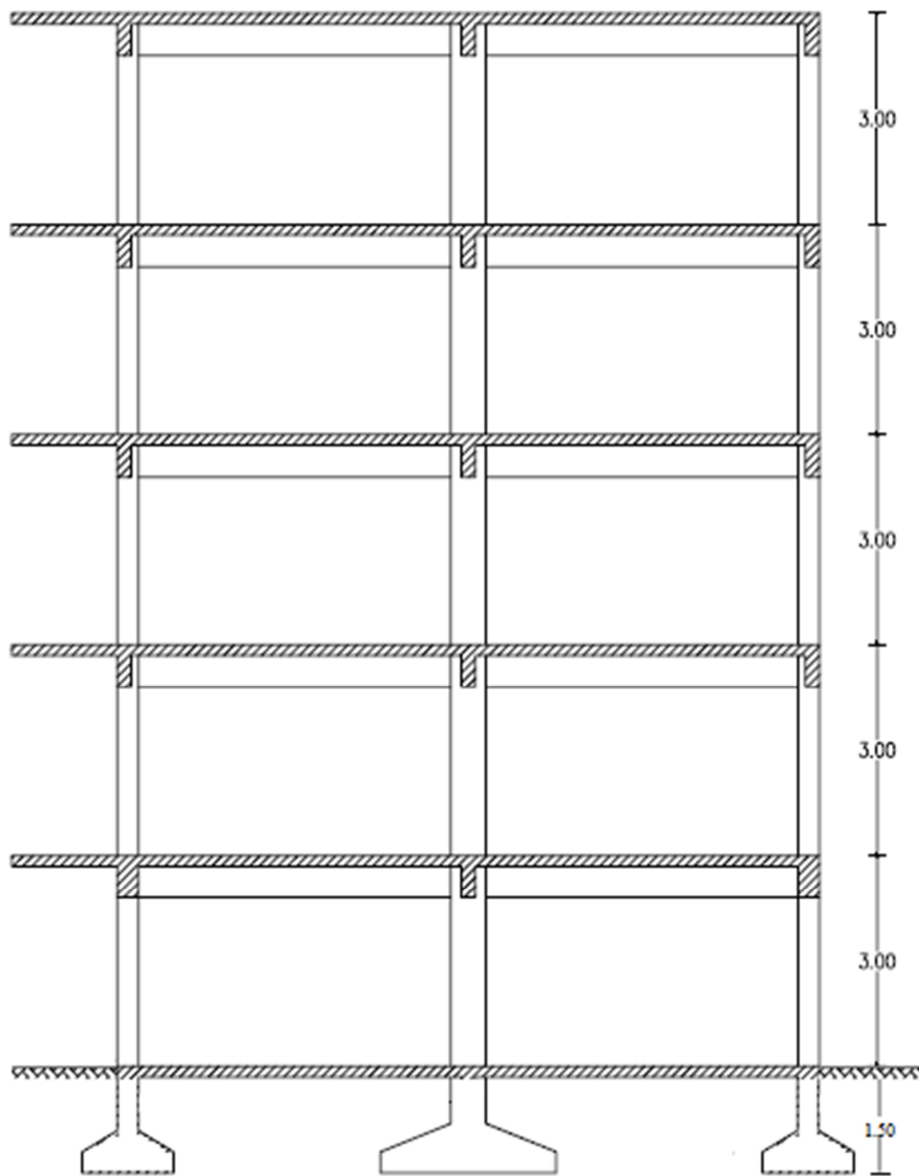
Το εξεταζόμενο κτίριο βρίσκεται στην Αθήνα, δομήθηκε το 1971, αποτελείται από ισόγειο και πέντε ορόφους και η χρήση του είναι εξ' ολοκλήρου κατοικία.

5.1.2 Αποτύπωση κτιρίου (§ 3.2 ΚΑΝΕΠΕ)

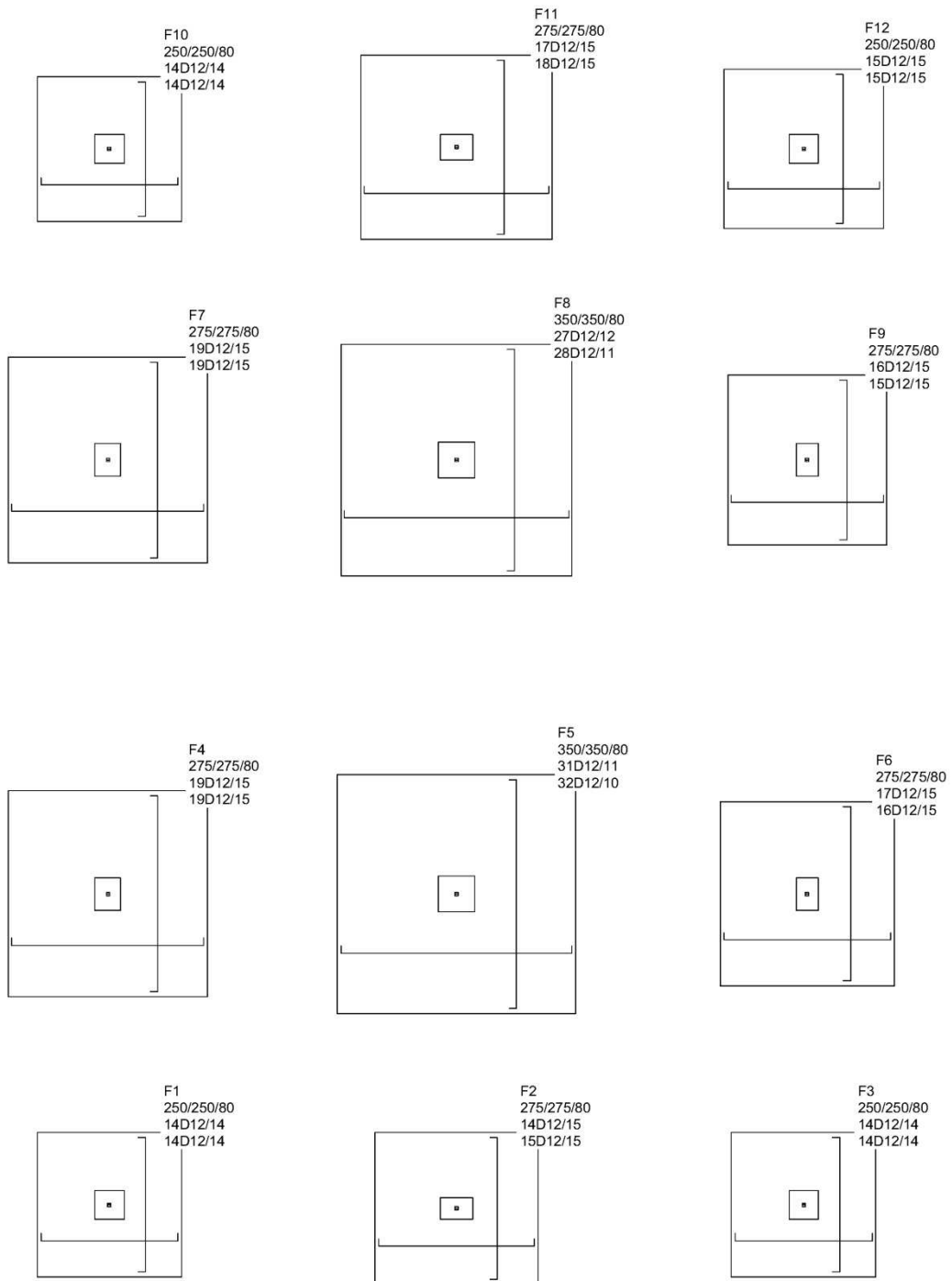
Το κτίριο διαθέτει φάκελο μελέτης. Τα αρχιτεκτονικά σχέδια αποτυπώνουν την κάτοψη ενός τυπικού ορόφου (Εικόνα 46) καθώς και μια ενδεικτική εγκάρσια τομή (Εικόνα 47) χωρίς ιδιαίτερες λεπτομέρειες. Τα στατικά σχέδια αποτυπώνουν του ξυλότυπους θεμελίωσης, ισογείου, και ενός τυπικού ορόφου της ανωδομής (Εικόνες 48, 49, 50). Από τον έλεγχο εφαρμογής διαπιστώθηκε ότι η μελέτη έχει εφαρμοστεί με μικρές τροποποιήσεις.



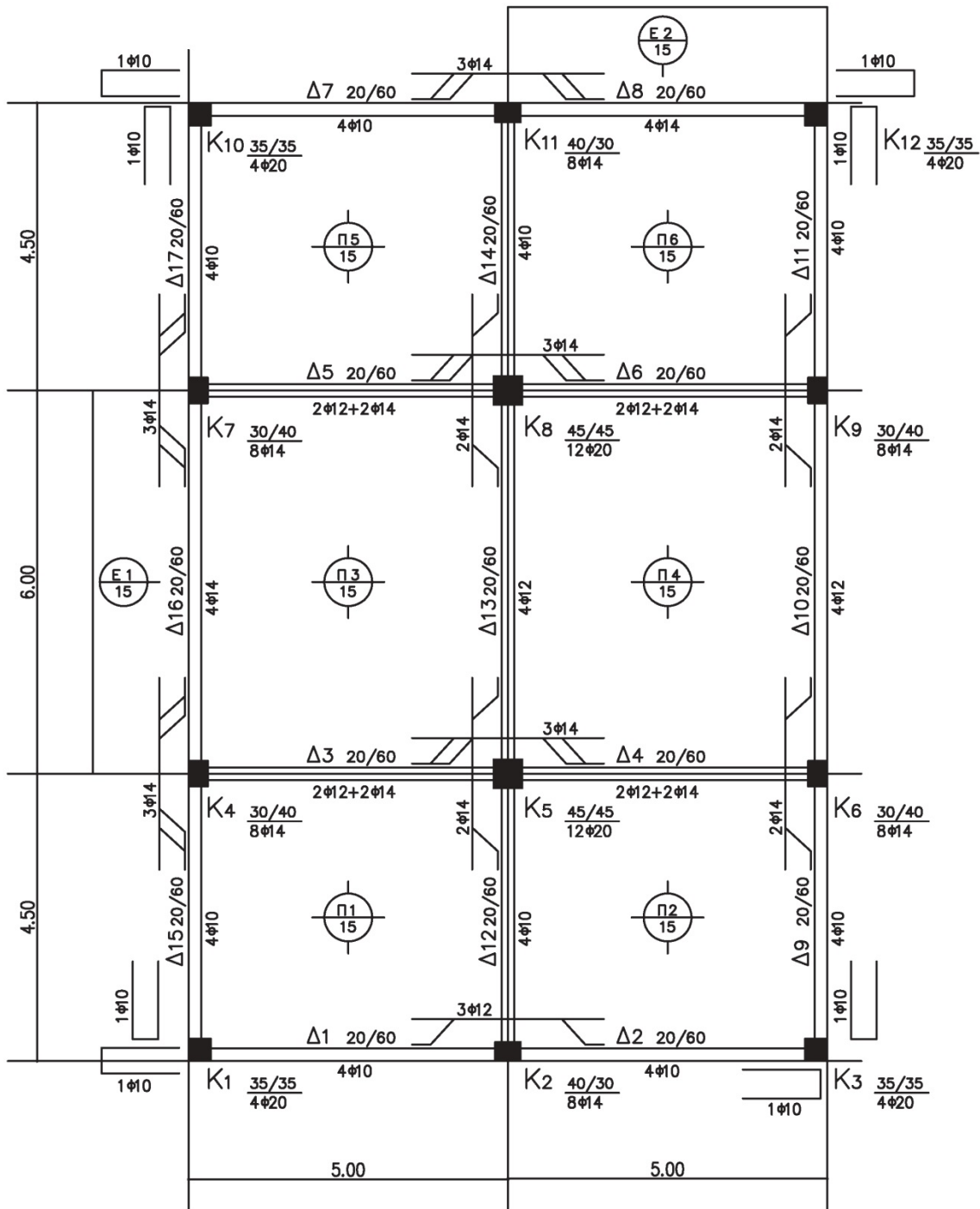
Εικόνα 46 Κάτοψηφή τυπικού ορόφου Κλ: 1:100



Εικόνα 47 Ενδεικτική τομή κτιρίου Κλ: 1:00



Εικόνα 48 Ξυλότυπος θεμελίωσης



Εικόνα 50 Ξυλότυπος τυπικού ορόφου Κλ: 1:100

5.1.3 Ιστορικό κτιρίου – καταγραφή βλαβών (§ 3.3 – 3.4 ΚΑΝΕΠΕ)

Το κτίριο κατασκευάστηκε αυτούσιο σε μία φάση και έκτοτε δεν υπήρξε μεταγενέστερη επέμβαση ή αλλαγή χρήσης σε αυτό. Κατά την διάρκεια ζωής του κτιρίου συνέβησαν δύο ισχυροί σεισμοί (Αλκυονίδες 1981 και Πάρνηθα 1999), από τους οποίους προέκυψαν ελαφρές βλάβες στις τοιχοπληρώσεις και τριχοειδείς ρωγμές σε στοιχεία του φέροντος οργανισμού και έχουν επισκευαστεί. Κατά την διερεύνηση του κτιρίου δεν διαπιστώθηκαν μεταγενέστερες σημαντικές βλάβες στον φέροντα οργανισμό.

5.1.4 Υλικά δόμησης (§ 3.7 ΚΑΝΕΠΕ)

Το σκυρόδεμα που προέβλεπε η μελέτη ήταν κατηγορίας B225. Μετά από τον συνδυασμό έμμεσων μεθόδων και πυρηνοληψίας και για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ικανοποιητική» προέκυψαν τα εξής:

Μέση τιμή αντοχής f_{cm} (MPa)	25.00
Χαρακτηριστική αντοχή f_{ck} (MPa)	16.00
Μέτρο ελαστικότητας E (MPa)	27,400.00

Πίνακας 16 Στοιχεία σκυροδέματος

Ο χάλυβας οπλισμού που προέβλεπε η μελέτη ήταν κατηγορίας StIII με νευρώσεις. Μετά από οπτική επιθεώρηση και για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ικανοποιητική» θα ληφθούν υπόψη τα χαρακτηριστικά αντοχής της κατηγορίας S400 σύμφωνα με τους κανονισμούς.

Χαρακτηριστική αντοχή f_{yk} (MPa)	400.00
Μέτρο ελαστικότητας E (MPa)	200,000.00

Πίνακας 17 Στοιχεία χάλυβα

Οι τοίχοι πλήρωσης ελέχθησαν για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ικανοποιητική» οπότε μετά από εργαστηριακές δοκιμές προέκυψαν οι τιμές αντοχής οπτοπλίνθων και κονιαμάτων σύμφωνα με τον πίνακα 18.

Μέση θλιπτική αντοχή οπτοπλίνθου f_{bc} (MPa)	5.00
Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος f_{mc} (MPa)	3.00

Πίνακας 18 Θλιπτικές αντοχές υλικών τοιχοποιίας

Κατά την αποτίμηση σύμφωνα με την § 7.4 του ΚΑΝΕΠΕ λαμβάνεται υπόψη η παρουσία των τοίχων με πάχος μεγαλύτερο των 0.10 m και στα σημεία που δεν υπάρχουν ανοίγματα ή είναι σχετικά μικρά (παράθυρα). Επομένως η προσομοίωση θα γίνει με θλιβόμενες αμφιαρθρωτές διαγώνιες ράβδους κατά την διεύθυνση του εκάστοτε σεισμού.

Άρα η μέση θλιπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου $f_{wc, s, m}$ είναι:

$$\begin{aligned} f_{wc, s, m} &= f_v \cdot f_{bc}^{0.7} \cdot f_{mc}^{0.3} \Rightarrow \\ f_{wc, s, m} &= 0.45 \cdot 5.00^{0.7} \cdot 3.00^{0.3} \Rightarrow \\ f_{wc, s, m} &= 1.93 \text{ MPa} \quad (5.1) \end{aligned}$$

Όπου: f_v μέση διατμητική τάση ίση με 0.45 MPa

Η ακραία τιμή του μέτρου ελαστικότητας είναι:

$$E = 2.00 \text{ GPa} \quad (5.2)$$

Το ισοδύναμο πάχος t είναι ίσο με το αντίστοιχο πάχος της τοιχοποιίας ήτοι:

$$t = 0.25 \text{ m} \quad (5.3)$$

Το ισοδύναμο ύψος b είναι:

$$b = 0.15 \cdot L \quad (5.4)$$

Οπότε κατά περίπτωση ισχύει:

$L = 4.50 \text{ m}$	$b = 0.675 \text{ m}$
$L = 5.00 \text{ m}$	$b = 0.75 \text{ m}$

Πίνακας 19 Πλάτη διαγωνίων ράβδων τοιχοποιίας

5.1.5 Φορτία κτιρίου

Τα φορτία του κτιρίου είναι τα εξής:

Επικάλυψη δαπέδων	1.50 KN/m ²
Επικάλυψη εξωστών	1.00 KN/m ²
Επικάλυψη δώματος	2.00 KN/m ²
Κινητό φορτίο δαπέδων	2.00 KN/m ²
Κινητό φορτίο εξωστών	5.00 KN/m ²
Κινητό φορτίο δώματος	1.00 KN/m ²

Πίνακας 20 Φορτία κτιρίου

Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος (25.00 KN/m³) υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Το ίδιο βάρος των εσωτερικών δρομικών τοίχων νοείται ως επιφανειακώς κατανεμημένο και έχει συμπεριληφθεί στο βάρος της επικάλυψης δαπέδων.

Το ίδιο βάρος των περιμετρικών μπατικών τοίχων είναι ίσο με 3.60 KN/m² οπότε αφού ληφθεί υπόψη το καθαρό άνοιγμα μεταξύ πλάκας και δοκού ισχύει ότι:

$$3.60 \cdot (3.00 - 0.60) = 8.64 \text{ KN/m} \quad (5.5)$$

Επίσης η πλάκα ισογείου εδράζεται αποκλειστικά στο φυσικό έδαφος, οπότε όλα τα φορτία αυτής δεν επιδρούν στο φέροντα οργανισμό και δεν λαμβάνονται υπόψη.

Το φάσμα αποτίμησης του EC8 έχει τις εξής ιδιότητες:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Α (Αθήνα)	$a_{gr} = 0.16g$
Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ (Κατοικία)	$\gamma_i = 1.00$
Κατηγορία Εδάφους Β	$T_B = 0.15 \text{ s}$ $T_C = 0.50 \text{ s}$ $T_D = 2.50 \text{ s}$ $S = 1.20$
Απόσβεση ζ	5.00%
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1.70

Πίνακας 21 Στοιχεία φάσματος αποτίμησης

Ο συντελεστής συμπεριφοράς προκύπτει από τον πίνακα Σ.4.4. του ΚΑΝΕΠΕ για κτίριο κατασκευής < 1985, χωρίς ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία και με ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων.

5.1.6 Λοιπές παραδοχές αποτίμησης

Στο κτίριο λαμβάνεται υπόψη η άκαμπτη διαφραγματική λειτουργία σε κάθε στάθμη.

Οι κόμβοι λαμβάνονται στο σύνολό τους ως άκαμπτοι.

Η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή των φερόντων στοιχείων και σύμφωνα με το Κεφ 7 του ΚΑΝΕΠΕ λαμβάνεται ως 0.30 της αρχικής για τα υποστυλώματα και ως 0.20 της αρχικής για τις δοκούς. Η στρεπτική δυσκαμψία λαμβάνεται μειωμένη με συντελεστή 0.10.

Η μάζα του κτιρίου προκύπτει από τον συνδυασμό:

$$G + 0.30 \cdot Q \quad (5.6)$$

Οι εννέα συνδυασμοί φορτίσεων που λαμβάνονται είναι:

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q \quad (5.7)$$

$$G + 0.30 \cdot Q \pm Ex \pm 0.30 \cdot Ey \quad (5.8)$$

$$G + 0.30 \cdot Q \pm 0.30 \cdot Ex \pm Ey \quad (5.9)$$

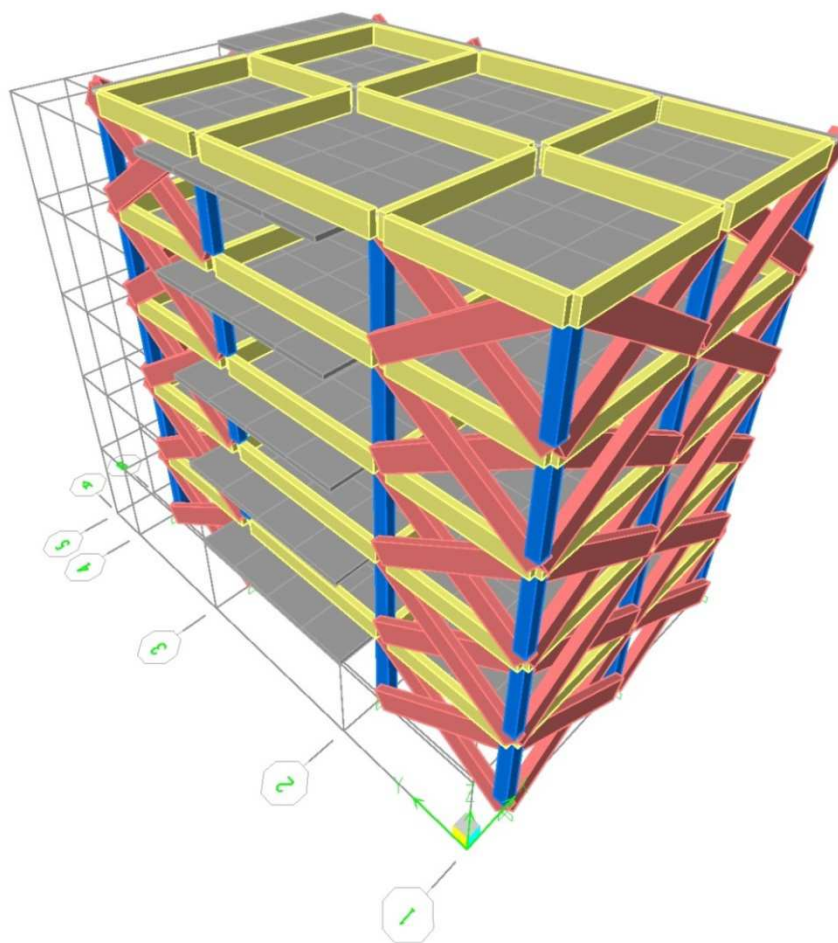
5.2 Αποτίμηση κτιρίου

Η αποτίμηση του κτιρίου με δυναμική φασματική ανάλυση θα γίνει με το πρόγραμμα προσομοίωσης ETABS®, μέσω του οποίου εξάγονται οι ιδιομορφές – ιδιοπερίοδοι, οι μετατοπίσεις και τα δρώντα εντατικά μεγέθη. Οι δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης των εξεταζόμενων δομικών στοιχείων υπολογίζονται με το πρόγραμμα ανάλυσης διατομών FAGUS® και μέσω υπολογιστικών φύλλων Excel®. Επίσης οι αντίστοιχοι δείκτες ανεπάρκειας διάτμησης υπολογίζονται εξ ολοκλήρου μέσω υπολογιστικών φύλλων Excel®.

Έτσι τα εξαγόμενα δεδομένα τα οποία θα χρησιμοποιηθούν για την τεχνική σύγκριση υφιστάμενης – σεισμικά μονωμένης κατασκευής θα είναι:

1. Η θεμελιώδης ιδιομορφή – ιδιοπερίοδος και το σύνολο των σημαντικών ιδιομορφών του κτιρίου.
2. Οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων (interstory drifts) και η μέγιστη μετατόπιση οροφής.
3. Οι δείκτες ανεπάρκειας λ στον πόδα των υποστυλωμάτων ισογείου, που αναμένονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, τόσο σε όρους ροπών κάμψης (M) όσο και σε όρους διάτμησης (V).

5.2.1 Προσομοίωμα κτιρίου

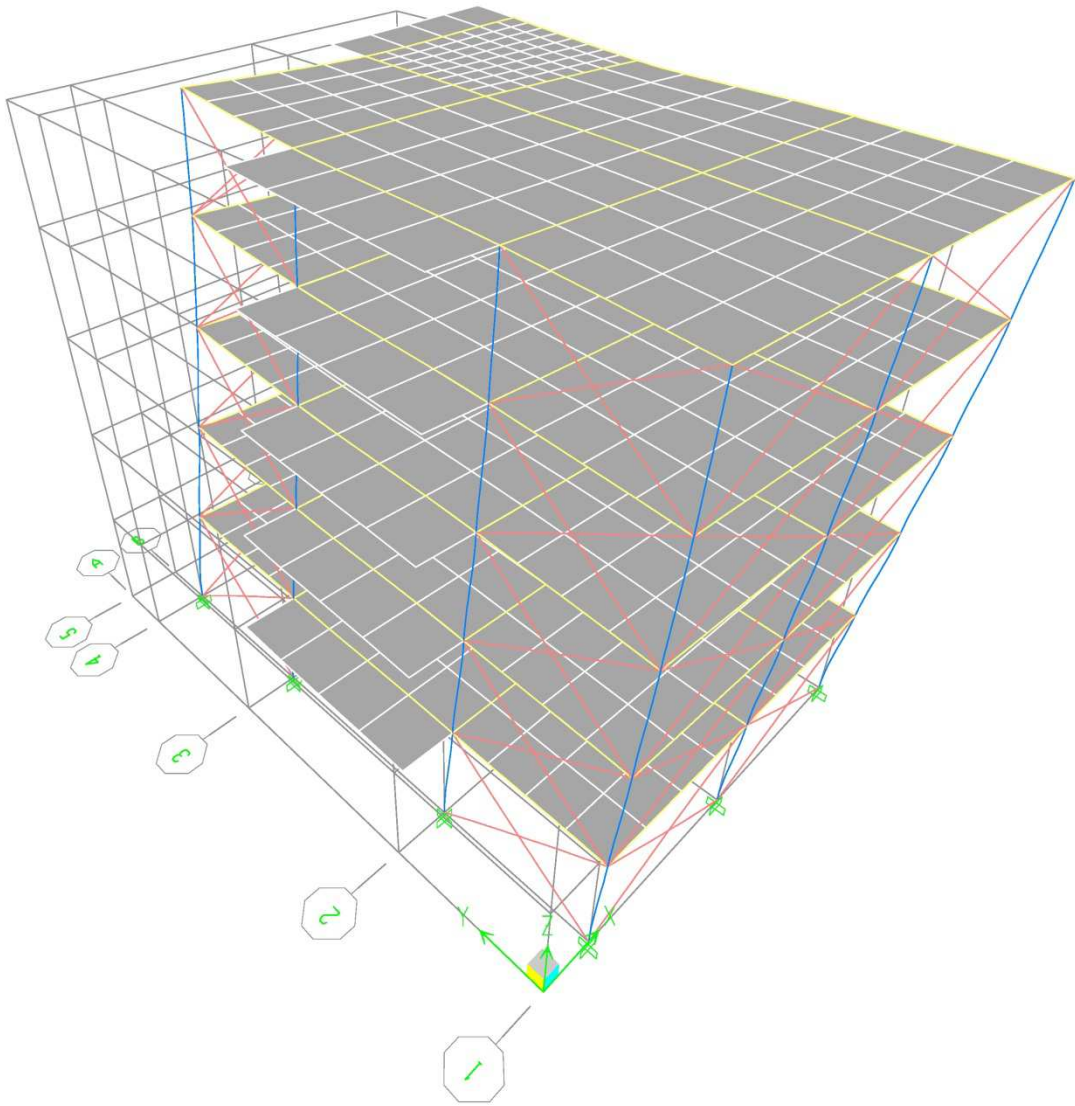


Εικόνα 51 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου

5.2.2 Ιδιομορφές – ιδιοπερίοδοι κτιρίου

Η θεμελιώδης ιδιομορφή του κτιρίου αποτυπώνεται στην Εικόνα 52 και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι:

$$T = 0.61 \text{ s} \quad (5.10)$$



Εικόνα 52 Θεμελιώδης ιδιομορφή υφιστάμενου κτιρίου

Οι σημαντικές ιδιομορφές του κτιρίου (Πίνακας 22) όπου υπάρχει 100.00% συμμετοχή των μαζών στις μεταφορικές διευθύνσεις x και y είναι 15.

Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.608656	25.78	48.5391	0	25.78	48.5391
2	0.553588	49.9826	32.0947	0	75.7626	80.6337
3	0.350446	8.7819	2.375	0	84.5445	83.0088
4	0.203423	4.2338	6.7839	0	88.7784	89.7927
5	0.186944	6.0335	5.5466	0	94.8118	95.3392
6	0.120965	0.2987	0.4746	0	95.1105	95.8138
7	0.119844	2.2043	0.9995	0	97.3148	96.8133
8	0.111995	1.1861	1.7879	0	98.501	98.6012
9	0.093024	0.5312	0.3763	0	99.0322	98.9775
10	0.086515	0.3655	0.671	0	99.3977	99.6485
11	0.08137	0.1561	0.0981	0	99.5538	99.7466
12	0.075722	0.0866	0.1667	0	99.6403	99.9133
13	0.074361	0.2608	0.0639	0	99.9011	99.9772
14	0.058355	0.0826	0.0191	0	99.9837	99.9963
15	0.051851	0.0163	0.0037	0	100	100

Πίνακας 22 Σημαντικές ιδιομορφές υφιστάμενου κτιρίου

5.2.3 Μέγιστη μετατόπιση οροφής - Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων

Λόγω του πλήθους των καταγραφών, τα δεδομένα μετατοπίσεων οροφής για όλους τους συνδυασμούς και για τις διευθύνσεις x και y εισήχθησαν σε υπολογιστικό φύλλο Excel® και έγινε η αναζήτηση της μέγιστης μετατόπισης κατά απόλυτη τιμή.

Επομένως, στο σημείο 7 (δεξί άκρο βόρειου εξώστη) για τον πρώτο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + E_x + 0.30E_y$) στην διεύθυνση x, η μέγιστη μετατόπιση είναι ίση με:

$$D_{max} = 0.03923 \text{ m} \quad (5.11)$$

Σημειώνεται ότι για την διεύθυνση y η μέγιστη μετατόπιση είναι ίση με $-0,0341$ m στο σημείο 7 και για τον πέμπτο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + 0.30E_x + E_y$).

Ομοίως τα δεδομένα των σχετικών μετατοπίσεων ορόφων για όλους τους συνδυασμούς και τις διευθύνσεις εισάγονται σε υπολογιστικό φύλλο Excel®. Επομένως για τον πέμπτο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + 0.30E_x + E_y$) στην διεύθυνση x, προκύπτουν οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων του παρακάτω πίνακα.

Όροφοι	Σχετικές Μετατοπίσεις (%)
0 – 1	0.2680
1 – 2	0.3298
2 – 3	0.3011
3 – 4	0.2461
4 – 5	0.1613

Πίνακας 23 Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων υφιστάμενου κτιρίου

5.2.4 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης

Με το πρόγραμμα ανάλυσης διατομών FAGUS 5®, εισάγονται οι διαστάσεις και οι ιδιότητες των υλικών των υποστυλωμάτων ισογείου όπως αναφέρθηκαν στην ενότητα 5.1. Οι συντελεστές ασφαλείας για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Ικανοποιητική» είναι για το σκυρόδεμα και το χάλυβα ίσοι με (ΚΑΝΕΠΕ § 4.5.3):

$$\gamma_c = 1.50 \quad (5.12)$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad (5.13)$$

Εν συνεχεία τα δρώντα εντατικά μεγέθη για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς εισάγονται στο πρόγραμμα FAGUS®, και για κάθε καταγραφή προκύπτει μαζί με το διάγραμμα

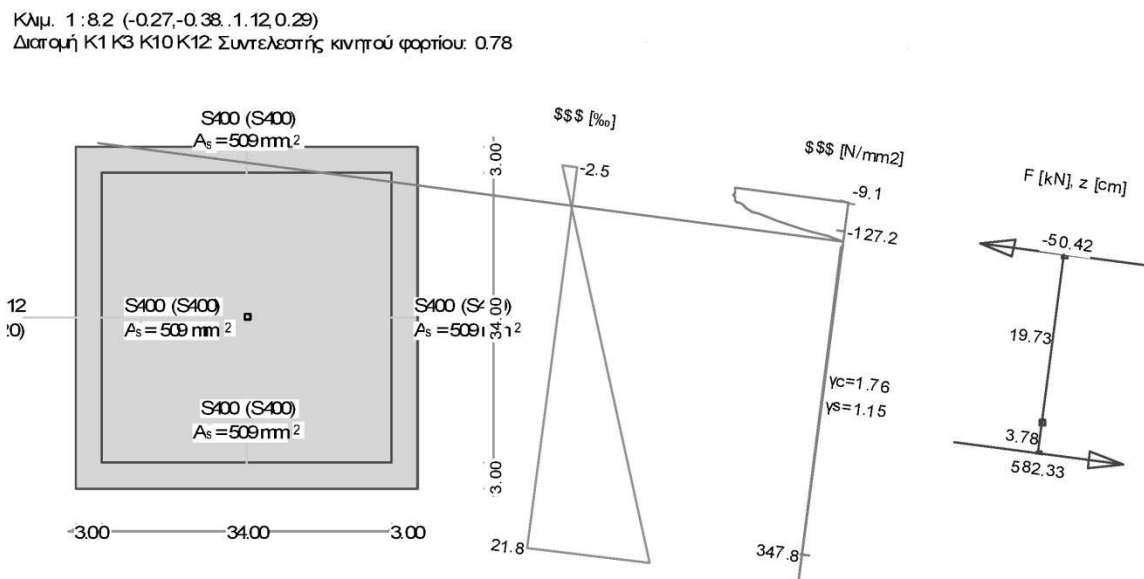
εσωτερικών δυνάμεων ένας συντελεστής K, αντίστροφος του δείκτη ανεπάρκειας λ (Εικόνα 53) ήτοι:

$$\lambda_M = \frac{1}{K} \quad (5.14)$$

Από τον ΚΑΝΕΠΕ § 5.5.1 ισχύει ότι για να υπάρχει επάρκεια πρέπει:

$$\lambda_M = \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} < 1 \quad (5.15)$$

Επομένως για κάθε υποστώμα εξάγεται ο δυσμενέστερος δείκτης ανεπάρκειας, όπου προέκυψε ανεπάρκεια στο 50.00% των υποστυλωμάτων ήτοι στα K1, K4, K9, K10, K11, K12 (Πίνακας 24).



Εικόνα 53 Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων υποστυλώματος ισογείου K1

Column	Load	P	M2	M3	Kmin	λ_{Mmax}
C1	COMB5 MAX	679.04	38.864	17.66	0.78	1.28
C2	COMB1 MIN	-678.10	-22.942	-38.674	1.56	0.64
C3	COMB1 MAX	274.68	35.204	39.606	1.30	0.77
C4	COMB5 MIN	-1569.10	-67.304	-30.613	0.98	1.02
C5	COMB5 MIN	-1228.60	-122.68	-72.881	1.88	0.53
C6	COMB5 MIN	-746.88	-70.531	-11.222	1.12	0.89
C7	COMB5 MIN	-1634.10	-53.454	-39.648	1.00	1.00
C8	COMB5 MIN	-1262.40	-115.89	-99.121	1.78	0.56
C9	COMB5 MAX	472.14	68.725	27.706	0.54	1.85
C10	COMB5 MAX	807.31	48.205	43.575	0.64	1.56
C11	COMB1 MAX	486.58	32.777	90.169	0.64	1.56
C12	COMB5 MAX	633.49	59.452	63.682	0.67	1.49

Πίνακας 24 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου υφιστάμενου κτιρίου³

³ Σημειώνεται ότι η μέγιστη δρώσα ροπή κάμψης για κάθε υποστυλώμα σε κάθε συνδυασμό είναι κατά περίπτωση η ροπή M2 ή M3, αναλόγως τους τοπικούς άξονες που προκύπτουν από το πρόγραμμα ETABS.

5.2.5 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών

Για τον υπολογισμό των δεικτών ανεπάρκειας εισήχθησαν σε υπολογιστικό φύλλο Excel® όλα τα δρώντα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων ισογείου για όλους τους συνδυασμούς. Για κάθε καταγραφή τόσο στον ισχυρό όσο και στον ασθενή άξονα κάθε υποστυλώματος υπολογίστηκε η εκάστοτε τέμνουσα αντοχής V_{Rd} με βάση την παρακάτω εξίσωση του Ευρωκώδικα 8 – 3 (§ A.3.3.1)

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (5.16)$$

Όπου:

γ_{el} : Ισούται με 1.15 για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία

h : Ύψος της διατομής

x : Είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης

N : Είναι η θλιπτική αξονική δύναμη (θετική, λαμβάνεται ως μηδενική για εφελκυσμό)

L_V : Λόγος ροπής / τέμνουσας στην ακραία διατομή ίσος με:

$$L_V = \frac{M}{V} \quad (5.17)$$

A_c : Επιφάνεια της διατομής με κορμό πλάτους (πάχους) b_w και στατικού ύψους d , ίση με:

$$A_c = b_w \cdot d \quad (5.18)$$

f_c : Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος. Για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία το f_c θα πρέπει επιπλέον να διαιρείται με τον επιμέρους συντελεστή για το σκυρόδεμα σύμφωνα με το EN 1998-1:2004, 5.2.4, οπότε ισχύει ότι:

$$f_c = \frac{16.00}{1.50} = 10.667 MPa \quad (5.19)$$

$\mu_{\delta,pl}$: Πλαστικό μέρος πλαστιμότητας ίσος με:

$$\mu_{\delta,pl} = \mu - 1 \quad (5.20)$$

Και επειδή για μέσες ιδιοπεριόδους ισχύει η αρχή των ίσων ταχυτήτων τότε η (5.20) γίνεται:

$$\mu_{\delta,pl} = \left(\frac{q^2 + 1}{2} \right) - 1 \Rightarrow$$

$$\mu_{\delta,pl} = \left(\frac{1.70^2 + 1}{2} \right) - 1 \Rightarrow$$

$$\mu_{\delta,pl} = 0.945 \quad (5.21)$$

ρ_{tot} : Το συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

V_w : Συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στην διατμητική αντοχή, η οποία για διατομές με ορθογωνικό κορμό πλάτους (πάχους) b_w λαμβάνεται ίση με:

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (5.22)$$

Όπου:

ρ_w : Το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού

z : Μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα ίσος με:

$$z = 0.90 \cdot d \quad (5.23)$$

f_{yw} : Τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού Για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία το f_{yw} θα πρέπει να διαιρείται περαιτέρω δια του επιμέρους συντελεστή για το χάλυβα σύμφωνα με το EN 1998-1:2004, 5.2.4. οπότε ισχύει ότι:

$$f_{yw} = \frac{400.00}{1.15} = 347.826 \text{ Mpa} \quad (5.24)$$

Εν συνεχεία για τους δύο άξονες κάθε υποστυλώματος μέσω της παρακάτω εξίσωσης προκύπτουν οι δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών λ_v (ΚΑΝΕΠΕ § 5.5.1)

$$\lambda_v = \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} \quad (5.25)$$

Στο τέλος γίνεται αναζήτηση του κρίσιμου δείκτη ανεπάρκειας για κάθε υποστύλωμα, οπότε για να υπάρχει επάρκεια πρέπει:

$$\lambda_v \leq 1 \quad (5.26)$$

Έτσι προέκυψε επάρκεια στο σύνολο των υποστυλωμάτων (Πίνακας 25).

Column	Load	Vsd (KNm)	VRd (KNm)	λ_{Vmax}
C1	COMB5 MIN	-27.79	-89.32	0.31
C2	COMB1 MAX	22.49	52.00	0.43
C3	COMB5 MIN	-36.70	-71.45	0.51
C4	COMB5 MIN	-42.13	-76.01	0.55
C5	COMB5 MIN	-67.73	-171.91	0.39
C6	COMB5 MIN	-42.55	-52.28	0.81
C7	COMB5 MAX	42.27	61.81	0.68
C8	COMB1 MIN	-72.80	-162.60	0.45
C9	COMB5 MAX	41.07	51.74	0.79
C10	COMB1 MIN	-40.91	-72.23	0.57
C11	COMB1 MIN	-57.31	-64.54	0.89
C12	COMB1 MAX	49.70	78.05	0.64

Πίνακας 25 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών υποστυλωμάτων ισογείου υφιστάμενου κτιρίου⁴

⁴ Σημειώνεται ότι η μέγιστη δρώσα τέμνουσα για κάθε υποστύλωμα σε κάθε συνδυασμό είναι κατά περίπτωση η τέμνουσα V2 ή V3, αναλόγως τους τοπικούς άξονες που προκύπτουν από το πρόγραμμα ETABS.

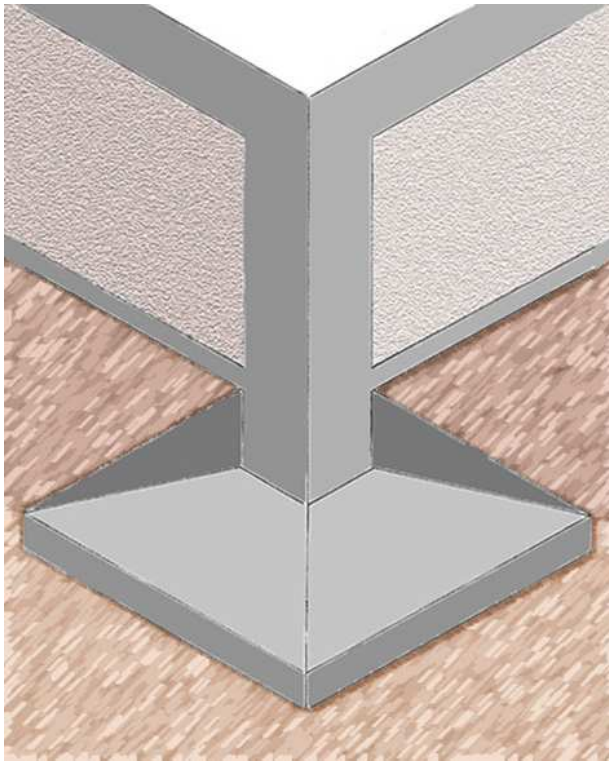
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο

ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

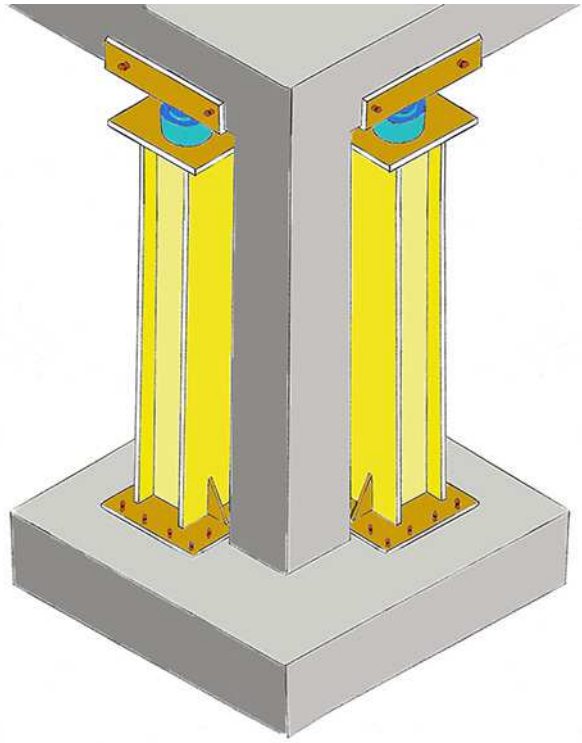
6.1 Διαδικασία επέμβασης

Όπως φαίνεται και από τις παρακάτω εικόνες, η επέμβαση περιλαμβάνει:

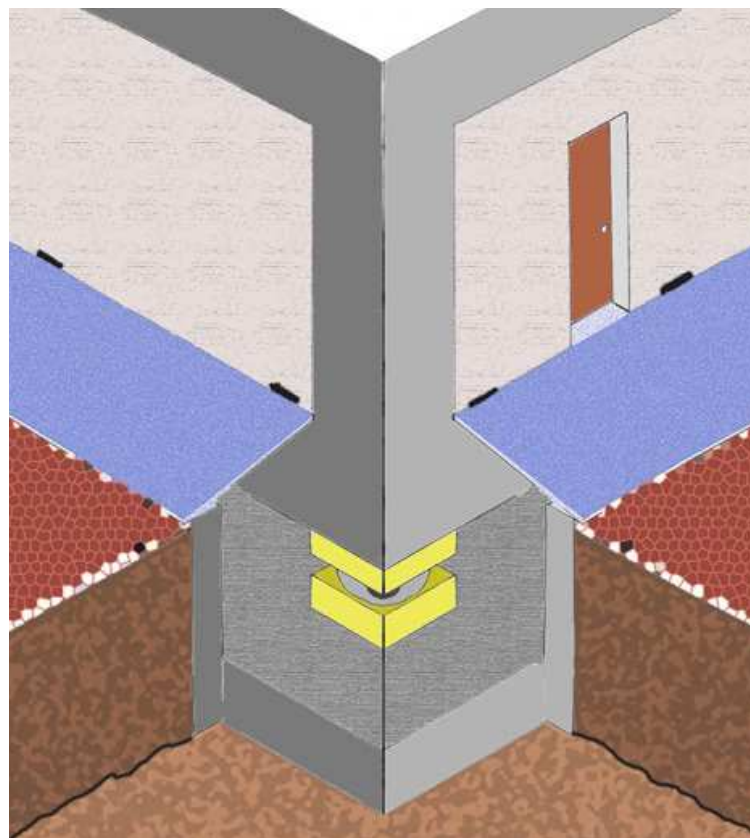
1. Εκκένωση του ισογείου ορόφου από τους χρήστες και τον εξοπλισμό. Αν και δεν θα γίνουν εργασίες στους υπόλοιπους ορόφους, για λόγους ασφαλείας εκκενώνονται από τους χρήστες.
2. Καθαίρεση περιμετρικών και εσωτερικών τοιχοποιιών και πλάκας ισογείου.
3. Αποχωμάτωση μέχρι τη στάθμη θεμελίωσης, ήτοι 1.50 m και αποκάλυψη των στοιχείων θεμελίωσης. Σκυροδέτηση νέου τοιχείου αντιστήριξης.
4. Μετατροπή των θεμελίων από δύσκαμπτα σε εύκαμπτα με μερική καθαίρεση του άνω μέρους αυτών, ώστε να πραγματοποιηθεί νέα γενική κοιτόστρωση αλλά και να είναι εφικτή η πάκτωση των προσωρινών υποστυλωμάτων.
5. Ομαδοποίηση των υποστυλωμάτων σε τρεις ομάδες ήτοι:
 - a. Ομάδα Α: Κ1, Κ4, Κ7, Κ10
 - b. Ομάδα Β: Κ2, Κ5, Κ8, Κ11
 - c. Ομάδα Γ: Κ3, Κ6, Κ9, Κ12
6. Ανά ομάδα θα πραγματοποιούνται:
 - a. Τοποθέτηση προσωρινών ζευγών υποστυλωμάτων και γρύλων με τις ανάλογες λαπάτσες και μπουλόνια εκατέρωθεν του κάθε υφιστάμενου υποστυλώματος.
 - b. Κοπή των υφιστάμενων υποστυλωμάτων, άνωθεν της στέγης αυτών με τη νέα θεμελίωση και για πάχος που θα προκύψει από την διαστασιολόγηση του εφεδράνου. Έλεγχος με τοπογραφικά όργανα για πιθανές παραμορφώσεις μελών ή μεταβολές διαστάσεων του φορέα, όταν τα φορτία του θα έχουν αναληφθεί από την προσωρινή υποστύλωση.
 - c. Δημιουργία κάτω βάσης εφεδράνου με κονίαμα υψηλών αντοχών (Emaco S33).
 - d. Εισαγωγή εφεδράνων συρταρωτά σε κάθε υποστύλωμα όταν αποκτήσει η βάση αντοχές.
 - e. Δημιουργία άνω βάσης εφεδράνου με κονίαμα υψηλών αντοχών (Emaco S33).
 - f. Όταν αποκτήσει η βάση αντοχές, αφαιρείται η προσωρινή υποστύλωση και γίνεται τοπογραφικός επανέλεγχος του κτιρίου.
7. Όταν περατωθεί η διαδικασία του βήματος 6 για όλες τις ομάδες, γίνεται σκυροδέτηση νέας πλάκας ισογείου μετά δοκών με ειδική καταπακτή για την πιθανή αντικατάσταση εφεδράνων.
8. Τοποθέτηση ειδικών αρθρωτών ραμπών για την προσβασιμότητα των χρηστών στο κτίριο, λόγω του διάκενου του σεισμικού αρμού.
9. Δομική αποκατάσταση ισογείου (τοιχοποιίες, κουφώματα, δάπεδα κ.α.) και δημιουργία ειδικών διατάξεων κατακόρυφων στοιχείων (σωληνώσεις).
10. Τοποθέτηση στοιχείων προστασίας και επιθεώρησης των εφεδράνων (εγκιβωτισμός εφεδράνων σε κυτία, φωτισμός, κάμερες, αισθητήρες κ.α.)



Εικόνα 54 Σκίτσο φορέα πριν την επέμβαση



Εικόνα 55 Σκίτσο φορέα με νέα θεμελίωση και προσωρινή υποστήλωση



Εικόνα 56 Σκίτσο φορέα μετά την επέμβαση

6.2 Διαστασιολόγηση γενικής κοιτόστρωσης – νέων τοιχείων αντιστήριξης

Η νέα γενική κοιτόστρωση επιλέγεται πρωτίστως για να ικανοποιηθεί η διάταξη του EC8 περί δύσκαμπτου διαφράγματος κάτωθεν της σεισμικής διεπιφάνειας. Επίσης επειδή η θεμελίωση αποτελεί την υποδομή της κατασκευής συνεπάγεται ότι με το νέο συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 1.00 αναμένεται τα υφιστάμενα πέδιλα να μην επαρκούν στο σεισμικό φορτίο. Η χρήση πεδιλοδοκών δεν επιλέχθηκε καθώς οι διαστάσεις των υφιστάμενων πέδινων είναι διαφορετικές και επομένως θα υπήρχε δυσκολία στην δημιουργία ξυλοτύπου οπότε και αύξηση του χρονοδιαγράμματος της επέμβασης.

Από τους υπολογισμούς για σκυρόδεμα C30/37 και ποιότητα χάλυβα B500c προκύπτει γενική κοιτόστρωση πάχους 50.00 cm και με οπλισμό Φ14 / 150 mm σε αμφοτέρες τις διευθύνσεις.

Τα τοιχεία αντιστήριξης πρέπει να απέχουν από την ανωδομή σε διάστημα τουλάχιστον ίσο με το σεισμικό αρμό σχεδιασμού. Επειδή όμως τα περιμετρικά εφέδρανα πρέπει να επιθεωρούνται και πιθανώς να αντικαθίστανται, μετά από επικοινωνία με την κατασκευάστρια εταιρεία των εφεδράνων, πρέπει να υπάρχει ελεύθερος χώρος τουλάχιστον 1.00 μέτρο. Επομένως έχοντας υπόψη αυτό το περιορισμό, δημιουργείται ένα cour – anglais πάχους 1.00 μέτρου το οποίο αναμένεται να υπερκαλύψει την μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού των εφεδράνων. Για λόγους ασφαλείας, προσβασιμότητας και ελεύθερης απόκρισης του κτιρίου, το διάκενο θα καλυφθεί με αρθρωτά μεταλλικά πανέλα.

Επομένως λαμβάνοντας υπόψη τις ωθήσεις γαιών με τριγωνική και παραλληλόγραμη κατανομή προκύπτει για σκυρόδεμα C30/37 και ποιότητα χάλυβα B500c τοιχείο πάχους 20.00 cm και με οπλισμό Φ12 / 140 mm σε αμφοτέρες τις διευθύνσεις.

6.3 Διαστασιολόγηση προσωρινής υποστήλωσης

Η προσωρινή υποστήλωση περιλαμβάνει μεταλλικά υποστυλώματα πρότυπης πλατύπελμης διατομής τύπου HE και υδραυλικούς γρύλους ανύψωσης που θα τοποθετηθούν εκατέρωθεν του κάθε υφιστάμενου υποστυλώματος. Επειδή το έργο αναμένεται να διαρκέσει αρκετό χρονικό διάστημα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η πιθανότητα σεισμικού γεγονότος, οπότε τα εντατικά μεγέθη θα προκύψουν από μια νέα δυναμική φασματική ανάλυση.

Επομένως λόγω ιδιάζουσας μεταλλικής κατασκευής η οποία δεν αναμένεται να παρουσιάσει πλαστιμότητα σε πιθανό σεισμικό γεγονός, εισάγεται στο προσομοίωμα αποτίμησης (Κεφάλαιο 5) φάσμα του EC8 με νέο συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 1.00.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας A (Αθήνα)	$a_{gr} = 0.16g$
Κατηγορία σπουδαιότητας II (Κατοικία)	$\gamma_i = 1.00$
Κατηγορία Εδάφους B	$T_B = 0.15 \text{ s}$ $T_C = 0.50 \text{ s}$ $T_D = 2.50 \text{ s}$ $S = 1.20$
Απόσβεση ζ	5.00%
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1.00

Πίνακας 26 Στοιχεία φάσματος διαστασιολόγησης προσωρινών στηρίξεων

Επίσης λόγω βραχυπρόθεσμης διαδικασίας, οι σεισμικοί συντελεστές στις δύο διευθύνσεις λαμβάνονται με μειωτικό συντελεστή 60.00%. Επομένως εισάγονται 8 νέοι συνδυασμοί⁵:

$$G + 0.30 \cdot Q \pm 0.60 \cdot E_x \pm 0.18 \cdot E_y \quad (6.1)$$

$$G + 0.30 \cdot Q \pm 0.18 \cdot E_x \pm 0.60 \cdot E_y \quad (6.2)$$

Χάριν της εξοικονόμησης υπολογισμών επιλέγεται η διαστασιολόγηση μιας κοινής μεταλλικής διατομής και ενός κοινού γρύλου για όλα τα υποστυλώματα, με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Άλλωστε καθώς τα υποστυλώματα θα ομαδοποιηθούν ανά πλαίσιο, συνεπάγεται ότι ανά ομάδα οι διαφορές στα εντατικά μεγέθη θα είναι μικρές και ομοίως ο οικονομικός αντίκτυπος ελάχιστος.

Έτσι μετά την ανάλυση προέκυψαν, κατ' απόλυτη τιμή, τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στον πόδα των υποστυλωμάτων K8 και K11 στη στάθμη του ισογείου, ήτοι:

Εντατικό μέγεθος	Ποσότητα (KN ή KNm)	Ποσότητα Ελέγχου (KN ή KNm)
Αξονική θλιπτική δύναμη P	2347.80	1173.90
Πρωτεύουσα διατμητική δύναμη V_y	92.24	46.12
Δευτερεύουσα διατμητική δύναμη V_z	85.41	42.70
Πρωτεύουσα ροπή κάμψης M_y	169.77	84.88
Δευτερεύουσα ροπή κάμψης M_z	154.02	77.01

Πίνακας 27 Εντατικά μεγέθη υπολογισμού προσωρινής υποστύλωσης

Τα εντατικά μεγέθη ελέγχου αποτελούν το 50.00% των αρχικών, αφού όπως αναφέρθηκε σε κάθε υποστύλωμα θα τοποθετηθεί ζεύγος μεταλλικών υποστυλωμάτων – γρύλων για λόγους ασφαλείας.

⁵ Αυτή η διάταξη εντοπίζεται στον IBC ενώ στον EC8 δεν υπάρχει πρόβλεψη

6.3.1 Μεταλλική διατομή

Οι διατάξεις που θα χρησιμοποιηθούν προέρχονται από τον Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1. Η ποιότητα χάλυβα κατά EN10025-2 επιλέγεται να είναι S235, ήτοι:

t ≤ 40.00mm	
f _y (MPa)	235.00
f _u (MPa)	360.00
ε	1.00
E (MPa)	210,000.00

Πίνακας 28 Ιδιότητες χάλυβα προσωρινής υποστήλωσης

Επίσης για κτίρια συνιστώνται οι επιμέρους συντελεστές αντοχής γ_M:

γ _{M0}	1.00	γ _{M1}	1.00
-----------------	------	-----------------	------

Πίνακας 29 Συντελεστές αντοχής γ_M

Το ύψος του υποστυλώματος θα είναι 3.00 m. Αυτό προκύπτει εάν από το σύνολο ύψους ισογείου και στάθμης θεμελίωσης (4.50 m), αφαιρεθούν το ύψος δοκού (0.60 m), το ύψος νέας θεμελίωσης (0.50 m), το πάχος των τριών μεταλλικών πλακών (0.15 m) και το ύψος του γρύλου (≈ 0.30 m).

Για την προδιαστασιολόγηση της διατομής θα χρησιμοποιηθεί ως κρίσιμο μέγεθος η ροπή κάμψης στην δευτερεύουσα διεύθυνση M_{Ed,z} με την παραδοχή ότι η διατομή θα είναι Κατηγορίας 1. Άρα:

$$\begin{aligned}
 M_{Ed,z} &\leq M_{pl,Rd,z} \Rightarrow \\
 M_{ed,z} &\geq \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow \\
 W_{pl,z} &\geq \frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow \\
 W_{pl,z} &\geq \frac{7701.00 \cdot 1.00}{23.50} \Rightarrow \\
 W_{pl,z} &\geq 327.70 \text{ cm}^3 \quad (6.3)
 \end{aligned}$$

Με βάση την ανίσωση (6.3) επιλέγεται διατομή HEB 220 με W_{pl,z} = 393.70 cm³⁶.

⁶ Σημειώνεται ότι αρχικά είχε επιλεγεί διατομή HE A 240 με W_{pl,z} = 351.70 cm³, η οποία δεν επαρκούσε έναντι διαξονικής κάμψης.

$G = 71.50 \text{ kg/m}$	$t_w = 9.50 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 827.00 \text{ cm}^3$
$h = 220.00 \text{ mm}$	$t_f = 16.00 \text{ mm}$	$i_y = 9.43 \text{ cm}$
$d = 152.00 \text{ mm}$	$r = 18.00 \text{ mm}$	$W_{pl,z} = 393.90 \text{ cm}^3$
$b = 220.00 \text{ mm}$	$A = 91.00 \text{ cm}^2$	$i_z = 5.59 \text{ cm}$

Πίνακας 30 Ιδιότητες διατομής HEB 220

6.3.1.1 Κατηγοριοποίηση Διατομής

Κορμός

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152.00}{9.50} = 16.00 \quad (6.4)$$

Για κορμό που υπόκειται σε θλίψη και την εξίσωση (6.4) ισχύει:

$$33.00 \cdot \varepsilon = 33.00 > 16.00 \quad (6.5)$$

Άρα από την ανίσωση (6.5) ισχύει ότι είναι κατηγορία 1

Πέλμα

$$\frac{b - t_w - r}{t_f} = \frac{220.00 - 9.50 - 18.00}{16.00} = 5.45 \Rightarrow \quad (6.6)$$

Για πέλμα που υπόκειται σε θλίψη και την εξίσωση (6.6) ισχύει:

$$9.00 \cdot \varepsilon = 9.00 > 5.45 \quad (6.7)$$

Άρα από την ανίσωση (6.7) ισχύει ότι είναι κατηγορία 1

Διατομή

Η διατομή είναι ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1

6.3.1.2 Έλεγχος σε διάτμηση

Κύρια διεύθυνση

Η επιφάνεια διάτμησης A_v για πρότυπες ελατές διατομές με φορτίο παράλληλο στα πέλμα είναι:

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \cdot b \cdot t_f \Rightarrow \\ A_v &= 2 \cdot 22.00 \cdot 1.60 \Rightarrow \\ A_v &= 70.40 \text{ cm}^2 \quad (6.8) \end{aligned}$$

Αρα από την εξίσωση (6.8) ισχύει ότι:

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{70.40 \cdot \frac{23.50}{\sqrt{3}}}{1.00} = 955.17 \text{ KN} \quad (6.9)$$

Από την εξίσωση (6.9) ισχύει ότι:

$$V_{pl,Rd,y} = 955.17 \text{ KN} > 46.12 \text{ KN} = V_{Ed,y} \quad (6.10)$$

Δευτερεύουσα διεύθυνση

Η επιφάνεια διάτμησης A_v για πρότυπες ελατές διατομές με φορτίο παράλληλο στο κορμό είναι:

$$\begin{aligned} A_v &= A - (2 \cdot b \cdot t_f) + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow \\ A_v &= 91.00 - (2 \cdot 22.00 \cdot 1.60) + (0.95 + 2 \cdot 1.80) \cdot 1.60 \\ A_v &= 27.88 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (6.11)$$

Αρα από εξίσωση (6.11) ισχύει ότι:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{27.88 \cdot \frac{23.50}{\sqrt{3}}}{1.00} = 378.27 \text{ KN} \quad (6.12)$$

Από εξίσωση (6.12) ισχύει ότι:

$$V_{pl,Rd,z} = 378.27 \text{ KN} > 42.70 \text{ KN} = V_{Ed,z} \quad (6.13)$$

Από τις ανισώσεις (6.10) και (6.13) ισχύει ότι η διατομή επαρκεί έναντι διάτμησης.

6.3.1.3 Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Κύρια διεύθυνση

$$0.50 \cdot V_{pl,Rd,y} = 0.50 \cdot 955.17 = 477.59 \text{ KN} \quad (6.14)$$

Οπότε:

$$V_{Ed,y} = 46.12 \text{ KN} < 477.59 \text{ KN} = 0.50 \cdot V_{pl,Rd,y} \quad (6.15)$$

Δευτερεύουσα διεύθυνση

$$0.50 \cdot V_{pl,Rd,z} = 0.50 \cdot 378.27 = 189.14 \text{ KN} \quad (6.16)$$

Οπότε:

$$V_{Ed,z} = 42.70 \text{ KN} < 189.14 \text{ KN} = 0.50 \cdot V_{pl,Rd,z} \quad (6.17)$$

Άρα από τις ανισώσεις (6.15) και (6.17) δεν απαιτείται μείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής.

6.3.1.4 Έλεγχος σε κάμψη

Κύρια διεύθυνση

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{827.00 \cdot 23.50}{1.00} = 19,434.50 \text{ KNcm} \quad (6.18)$$

Από την εξίσωση (6.18) ισχύει:

$$M_{pl,Rd,y} = 19,434.50 \text{ KNcm} > 8,488.00 \text{ KNcm} = M_{Ed,y} \quad (6.19)$$

Δευτερεύουσα διεύθυνση

$$M_{pl,Rd,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{393.90 \cdot 23.50}{1.00} = 9,256.65 \text{ KNcm} \quad (6.20)$$

Από την εξίσωση (6.20) ισχύει:

$$M_{pl,Rd,z} = 9,256.65 \text{ KNcm} > 7,701.00 \text{ KNcm} = M_{Ed,z} \quad (6.21)$$

Από τις ανισώσεις (6.19) και (6.20) ισχύει ότι η διατομή επαρκεί έναντι κάμψης.

6.3.1.5 Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{91.00 \cdot 23.50}{1.00} = 2,138.50 \text{ KN} \quad (6.22)$$

Από την εξίσωση (6.22) ισχύει:

$$N_{c,Rd} = 2,138.50 \text{ KN} > 1,173.90 \text{ KN} = N_{Ed} \quad (6.23)$$

Από την ανίσωση (6.23) ισχύει ότι η διατομή επαρκεί έναντι θλίψης.

6.3.1.6 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και θλίψη

Για πρότυπες ελατές διατομές τύπου HE ισχύουν οι συντελεστές α και β ως:

$$\alpha = 2.00 \quad (6.24)$$

$$\beta = 5 \cdot n = 5 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 5 \cdot \frac{1,173.90}{2,138.50} = 2.74 \quad (6.25)$$

Από την εξίσωση (6.24) και (6.25) προκύπτει:

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} \right)^\beta = \left(\frac{84.88}{194.34} \right)^2 + \left(\frac{77.01}{92.57} \right)^{2.74} = 0.79 < 1 \quad (6.26)$$

Από την ανίσωση (6.26) ισχύει ότι η διατομή επαρκεί έναντι διαξονικής κάμψης.

6.3.1.7 Έλεγχος σε λυγισμό

Για να γίνει ο έλεγχος πρέπει να βρεθεί ο δυσμενέστερος μειωτικός συντελεστής χ . Σε αμφότερες τις διευθύνσεις θεωρείται ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό, οπότε η θεωρητική τιμή β είναι ίση με 1.00. Άρα το κρίσιμο μήκος λυγισμού διαμορφώνεται σε:

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = L \cdot \beta = 300.00 \text{ cm} \quad (6.27)$$

Επίσης η κοινή λυγηρότητα διαμορφώνεται σε:

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 93.90 \cdot \varepsilon \Rightarrow \\ \lambda_1 &= 93.90 \end{aligned} \quad (6.28)$$

Κύρια διεύθυνση

Η αδιάστατη λυγηρότητα είναι:

$$\lambda_y' = \frac{L_{cr}}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{300.00}{9.43 \cdot 93.90} = 0.34 \quad (6.29)$$

Επίσης:

$$\left. \begin{aligned} h/b &= 220/220 = 1.00 < 1.20 \\ t_f &= 16.00 \text{ mm} < 100.00 \text{ mm} \\ \text{Ποιότητα χάλυβα} &S235 \\ \text{Άξονας } y-y & \end{aligned} \right\} \text{Καμπύλη λυγισμού } b \Rightarrow \alpha_y = 0.34 \quad (6.30)$$

Άρα:

$$\begin{aligned}\Phi_y &= 0.50 \cdot [\lambda_y'^2 + (\lambda_y' - 0.20) \cdot \alpha_y + 1] \Rightarrow \\ \Phi_y &= 0.50 \cdot [0.34^2 + (0.34 - 0.20) \cdot 0.34 + 1] \Rightarrow \\ \Phi_y &= 0.58\end{aligned}\quad (6.31)$$

Άρα ο μειωτικός συντελεστής είναι:

$$x_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y'^2}} = \frac{1}{0.58 + \sqrt{0.58^2 - 0.34^2}} = 0.95 \quad (6.32)$$

Δευτερεύουσα διεύθυνση

Η αδιάστατη λυγηρότητα είναι:

$$\lambda_z' = \frac{L_{cr}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{300.00}{5.58 \cdot 93.90} = 0.57 \quad (6.33)$$

Επίσης:

$$\left. \begin{aligned}h/b &= 240 / 240 = 0.96 < 1.20 \\ t_f &= 16 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \\ \text{Ποιότητα χάλυβα S235} \\ \text{Άξονας } z - z\end{aligned} \right\} \text{Καμπύλη λυγισμού } c \Rightarrow \alpha_z = 0.49 \quad (6.34)$$

Άρα:

$$\begin{aligned}\Phi_z &= 0.50 \cdot [\lambda_z'^2 + (\lambda_z' - 0.20) \cdot \alpha_z + 1] \Rightarrow \\ \Phi_z &= 0.50 \cdot [0.57^2 + (0.57 - 0.20) \cdot 0.49 + 1] \Rightarrow \\ \Phi_z &= 0.75\end{aligned}\quad (6.35)$$

Άρα ο μειωτικός συντελεστής είναι:

$$x_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z'^2}} = \frac{1}{0.75 + \sqrt{0.75^2 - 0.57^2}} = 0.81 \quad (6.36)$$

Επομένως ο δυσμενέστερος μειωτικός συντελεστής από τις εξισώσεις (6.32) και (6.36) είναι:

$$\begin{aligned}\chi &= \min(\chi_y : \chi_z) \Rightarrow \\ \chi &= \min(0.95 : 0.81) \Rightarrow \\ \chi &= 0.81\end{aligned}\quad (6.37)$$

Άρα από την εξίσωση (6.37) προκύπτει:

$$N_{b,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \cdot x = \frac{91.00 \cdot 23.50}{1.00} \cdot 0.81 = 1,732.18 \text{ KN} \quad (6.38)$$

Από την εξίσωση (6.38) ισχύει:

$$N_{b,Rd} = 1,732.18 \text{ KN} > 1,173.90 \text{ KN} = N_{Ed} \quad (6.39)$$

Από την ανίσωση (6.39) η διατομή επαρκεί έναντι λυγισμού.

Τελικώς επιλέγεται διατομή HEB 220 για ύψος υποστυλώματος 3.00 m.

Οι μεταλλικές λαπάτσες μεταξύ υποστυλώματος – θεμελίωσης και υποστυλώματος - γρύλου θα έχουν διαστάσεις 50.00 × 50.00 cm και πάχος 5.00 cm.

Μεταξύ γρύλου – δοκού θα τοποθετηθεί διατομή UPN 260 μήκους 50.00 cm ανά υποστύλωμα ώστε να «αγκαλιάζει» τη δοκό όπως φαίνεται και στα σκίτσα. Έτσι επιτυγχάνεται αποφυγή διάτρησης της υπερκείμενης δοκού με καλύτερη κατανομή της πίεσης.

Στην πλάκα του πόδα κάθε υποστυλώματος θα τοποθετηθούν 12 μπουλόνια διαμέτρου M27 ποιότητας 5.60.

6.3.2 Γρύλοι ανύψωσης

Το σύστημα ανύψωσης θα είναι της εταιρείας Enerpac® (Εικόνα 57). Επιλέγεται η σειρά CLL όπου ο γρύλος είναι απλής ενέργειας με μηχανική συγκράτηση του φορτίου. Αυτό σημαίνει ότι το έμβολο ανεβαίνει με έγχυση υδραυλικού υγρού εντός του κυλίνδρου με την βοήθεια ειδικής αντλίας και μόλις αυτό ακουμπήσει την δοκό, τότε κλειδώνεται με παξιμάδι ασφαλείας. Πάντα όσο επίκειται η επέμβαση γίνεται έλεγχος της πίεσεως του υδραυλικού υγρού για τυχόν διαρροές. Όταν περατωθεί η επέμβαση, η εκτόνωση του γρύλου γίνεται πάλι με την βοήθεια της αντλίας ώστε να είναι ομαλή.

Μετά από υπόδειξη της εταιρείας, τα παρελκόμενα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν είναι:

- 1 αντλία έγχυσης υδραυλικού υγρού
- 8 σωληνάκια υψηλής πίεσεως
- 2 διανομείς υψηλής πίεσεως
- 1 δείκτης πίεσεως
- 27 αντάπτορες (αρσενικοί – θηλυκοί) υψηλής πίεσεως
- Υδραυλικό υγρό

Επομένως γνωρίζοντας ότι το μέγιστο αξονικό φορτίο είναι 1,173.90 KN ή 119.70 ton, επιλέγεται γρύλος μέγιστης αντοχής 150.00 ton με τα κάτωθι χαρακτηριστικά [44]:

CLL - 1504	
Ικανότητα ανύψωσης (ton)	150.00
Ύψος με κλειστό έμβολο (mm)	259.00
Διαδρομή εμβόλου (mm)	100.00
Διάμετρος εμβόλου (mm)	Tr 159.00 × 6.00
Εξωτερική διάμετρος (mm)	205.00
Χωρητικότητα λαδιού (cm ³)	1986.00
Βάρος (kg)	66.00

Πίνακας 31 Ιδιότητες γρύλου ανύψωσης



Εικόνα 57 Υδραυλικό σύστημα ανύψωσης [44]

6.4 Αναλύσεις διαστασιολόγησης εφεδράνων

Για να υπάρχει η μέγιστη ακρίβεια και για να είναι εφικτός ο έλεγχος των δεδομένων, η διαστασιολόγηση της επέμβασης θα γίνει με τρεις αναλύσεις:

- Ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή μέσω υπολογιστικών φύλλων Excel.
- Δυναμικές φασματικές αναλύσεις μέσω του προγράμματος ETABS.
- Ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας (Time history) μέσω του προγράμματος ETABS.

Η ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή αποτελεί ένα εργαλείο προδιαστασιολόγησης των ιδιοτήτων των εφεδράνων. Η δυναμική φασματική ανάλυση γίνεται για εξαγωγή εντατικών μεγεθών και σχετικών μετατοπίσεων στην ανωδομή, τον έλεγχο ανύψωσης και μέγιστης μετατόπισης εφεδράνων και εύρεση της μέγιστης μετατόπισης οροφής. Η ανάλυση χρονοϊστορίας γίνεται για επιβεβαίωση των στοιχείων της δυναμικής ανάλυσης. Έτσι τα δεδομένα από το σύνολο των παραπάνω αναλύσεων θα χρησιμοποιηθούν αφενός στην τεχνική σύγκριση μεταξύ αρχικής και ενισχυμένης κατασκευής και αφετέρου στην διαστασιολόγηση των εφεδράνων.

6.4.1 Ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή

Η προδιαστασιολόγηση των εφεδράνων θα πραγματοποιηθεί με ανάλυση μονοβάθμιου συστήματος μέσω υπολογιστικού φύλλου Excel®.

Σε πρώτο στάδιο δημιουργείται το ελαστικό φάσμα του EC8 με τις εξής ιδιότητές:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας A (Αθήνα)	$a_{gr} = 0.16g$
Κατηγορία σπουδαιότητας II (Κατοικία)	$\gamma_i = 1.00$
Κατηγορία Εδάφους B	$T_B = 0.15 \text{ s}$ $T_C = 0.50 \text{ s}$ $T_D = 2.50 \text{ s}$ $S = 1.20$
Απόσβεση ζ	15.00%
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1.00

Πίνακας 32 Στοιχεία φάσματος ανάλυσης μονοβάθμιου ταλαντωτή

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 4 η απόσβεση βάσει κανονισμού πρέπει να είναι μικρότερη του 30.00%, όμως η διεθνής βιβλιογραφία συστήνει την χρήση συντελεστή ίσο με 15.00% [45]. Ακόμα ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι ίσος με 1.00 όπως ορίζει ο κανονισμός για την διαστασιολόγηση των εφεδράνων.

Το φάσμα επιταχύνσεων προέκυψε από τις εξισώσεις (4.6) έως (4.9) με ακρίβεια ιδιοπεριόδων 0.01 s.

Ομοίως το φάσμα μετατοπίσεων προέκυψε από την παρακάτω εξίσωση:

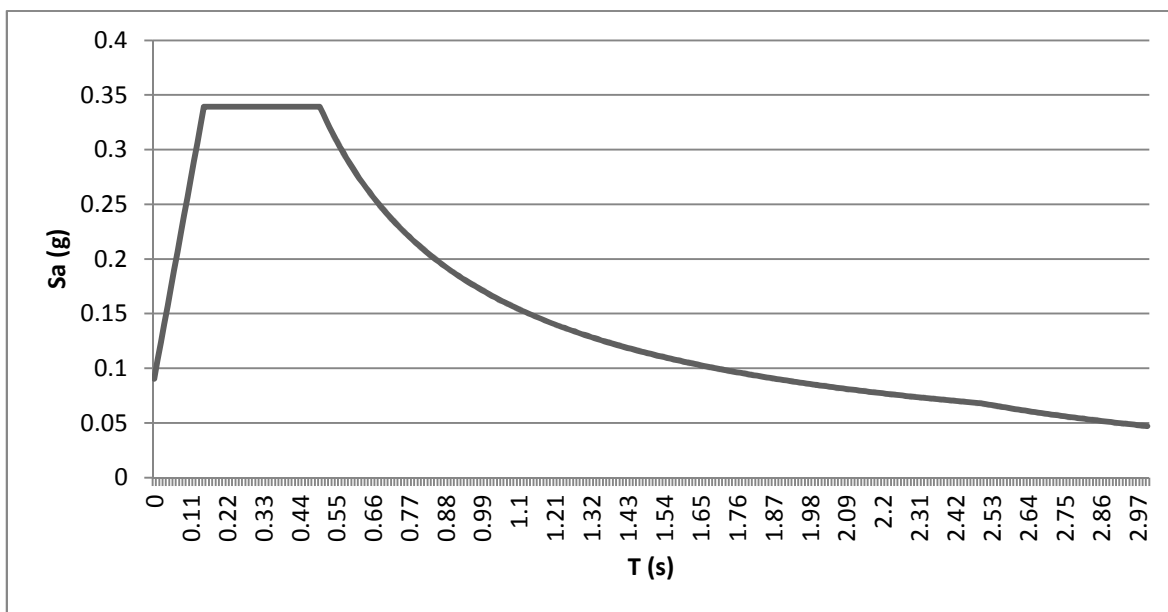
$$S_D = \frac{T^2 \cdot S_A}{4 \cdot \pi^2} \quad (6.40)$$

Όπου:

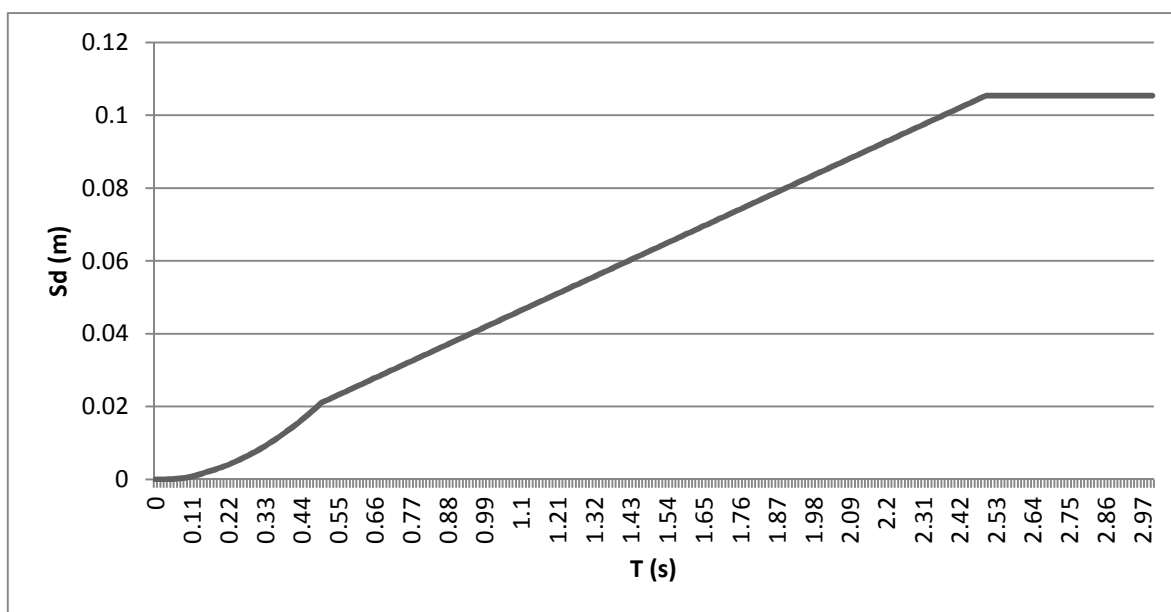
S_D : Μετατόπιση

T : Ιδιοπερίοδος

S_A : Επιτάχυνση



Εικόνα 58 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων EC8 ($\zeta = 15.00\%$)



Εικόνα 59 Ελαστικό φάσμα μετατοπίσεων EC8 ($\zeta = 15.00\%$)

Σε δεύτερο στάδιο πρέπει να οριοθετηθεί το εύρος τιμών που μπορεί να λάβει ισοδύναμη ιδιοπερίοδος T_{eff} της κατασκευής. Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 4, η ιδιοπερίοδος συμβατικής κατασκευής T_f ισούται με:

$$\begin{aligned} T_f &= 0.075 \cdot H^{0.75} \Rightarrow \\ T_f &= 0.075 \cdot 15^{0.75} \Rightarrow \\ T_f &= 0.572 \text{ s} \end{aligned} \quad (6.41)$$

Από την εξίσωση (6.41) διαμορφώνεται η παρακάτω ανίσωση:

$$\begin{aligned} 3.00 \cdot T_f &\leq T_{eff} \leq 3.00 \text{ s} \Rightarrow \\ 3.00 \cdot 0.572 &\leq T_{eff} \leq 3.00 \text{ s} \Rightarrow \\ 1.716 &\leq T_{eff} \leq 3.00 \text{ s} \end{aligned} \quad (6.42)$$

Από τα όρια της ανίσωσης (6.42) και το φάσμα μετατοπίσεων επιλέγεται ζεύγος τιμών:

$T_{eff} = 2.50 \text{ s}$	$D = 0.10541 \text{ m}$
----------------------------	-------------------------

Πίνακας 33 Ισοδύναμη ιδιοπερίοδος - μετατόπιση μονοβάθμιου ταλαντωτή

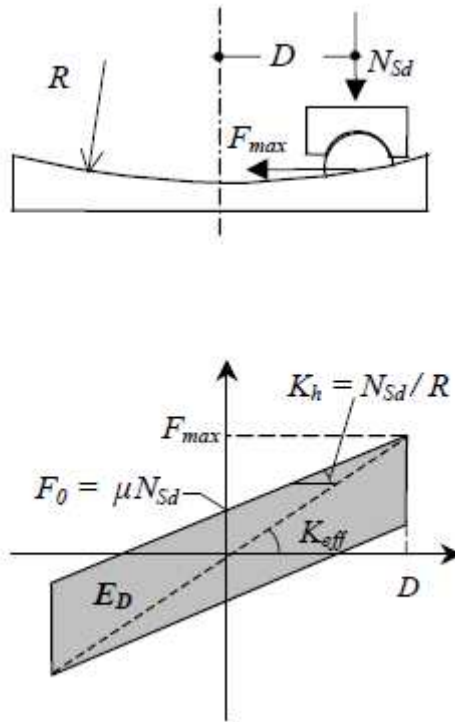
Σε τρίτο στάδιο επιλέγεται ονομαστική τιμή τριβής:

$$\mu = 0.025 \quad (6.43)$$

Οπότε από την εξίσωση (4.23) και (6.43) προκύπτει το ανώτατο όριο του δείκτη τριβής, βάσει του οποίου θα γίνει η διαστασιολόγηση ως ορίζει και ο κανονισμός.

$$\begin{aligned} UBP &= \mu \cdot 1.30 \Rightarrow \\ UBP &= 0.025 \cdot 1.30 \Rightarrow \\ UBP &= 0.0325 \end{aligned} \quad (6.44)$$

Επομένως για να ολοκληρωθεί η προδιαστασιολόγηση των εφεδράνων αναζητείται η ακτίνα καμπυλότητας R και η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} . Όπως αποδεικνύεται από την παρακάτω εικόνα και τις εξισώσεις, η ακτίνα καμπυλότητας R , είναι ανεξάρτητη του αξονικού φορτίου N_{sd} .



Εικόνα 60 Βρόγχος υστέρησης εφεδράνου εκκρεμούς ολίσθησης - τριβής [23]

Το αξονικό φορτίο N_{sd} ισούται με:

$$N_{sd} = m \cdot g \quad (6.45)$$

Όπου:

m : Μάζα κτιρίου

g : Επιτάχυνση βαρύτητας ίση με 9.81 m/s^2

Η ισοδύναμη δυσκαμψία K_{eff} του εφεδράνου ισούται με:

$$K_{eff} = \frac{N_{sd}}{R} + \frac{\mu \cdot N_{sd}}{D} \quad (6.46)$$

Όπου:

N_{sd} : Αξονικό φορτίο

R : Ακτίνα καμπυλότητας

D : Μετατόπιση σχεδιασμού

μ : Δείκτης τριβής

Η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος T_{eff} των εφεδράνων ισούται με:

$$T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{eff}}} \quad (6.47)$$

Όπου:

m: Μάζα κτιρίου

K_{eff} : Ισοδύναμη δυσκαμψία εφεδράνου

Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (6.47) τις παραμέτρους m και K_{eff} των εξισώσεων (6.45) και (6.46) και επιλύοντας ως προς R προκύπτει:

$$R = \frac{T_{eff}^2 \cdot g \cdot D}{4 \cdot \pi^2 \cdot D \cdot T_{eff}^2 \cdot \mu \cdot g} \quad (6.48)$$

Αντικαθιστώντας στην εξίσωση (6.48) τα δεδομένα του πίνακα 33 και της εξίσωσης (6.44) προκύπτει:

$$R = 2.98 \text{ m} \quad (6.49)$$

Για να υπολογιστεί η ισοδύναμη δυσκαμψία, πρέπει να είναι γνωστό το δρουν αξονικό φορτίο N_{sd} που προκαλείται από τον βασικό σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30 \cdot Q$). Όπως αναφέρθηκε μετά την επέμβαση θα υπάρχει νέα πλάκα ισογείου μετά δοκών, που προφανώς θα αποτελεί μέρος της ανωδομής και τα φορτία της θα επιδρούν στα εφέδρανα. Επειδή αυτή δεν έχει διαστασιολογηθεί ακόμα, γίνεται η παραδοχή στο προσομοίωμα αποτίμησης να εισαχθεί με τα δεδομένα που αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 5.

Μετά την κίνηση αυτή προέκυψε αξονικό φορτίο:

$$N_{sd} = 10,133.16 \text{ KN} \quad (6.50)$$

Από τον συνδυασμό των εξισώσεων (6.45) και (6.50) προκύπτει μάζα ανωδομής:

$$m = 1,032.94 \text{ ton} \quad (6.51)$$

Από τον συνδυασμό των εξισώσεων (6.47) και (6.51) και επιλύοντας ως προς K_{eff} προκύπτει:

$$K_{eff} = 6,524.62 \text{ KN/m} \quad (6.52)$$

6.4.2 Δυναμική φασματική ανάλυση

Στο προσομοίωμα της § 6.4.1 αφού έχει εισαχθεί η πλάκα ισογείου μετά δοκών και τα ανάλογα φορτία, γίνεται η προσομοίωση των εφεδράνων. Για την ακρίβεια στις στηρίξεις αφαιρούνται όλες οι πακτώσεις και τοποθετούνται ελατήρια.

Η μεταφορική σταθερά στην κατακόρυφη διεύθυνση K_z τείνει στο $+\infty$, οπότε εισάγεται ως:

$$K_z = 1,000,000.00 \text{ KN/m} \quad (6.53)$$

Επίσης βάσει κανονισμού ισχύει ότι

$$\frac{K_z}{K_{eff}} = \frac{1,000,000.00}{6,524.62} = 153.27 > 150.00 \quad (6.54)$$

Οι στρωφικές σταθερές K_{rx} , K_{ry} , K_{rz} τείνουν στο 0, οπότε εισάγονται ως:

$$K_{rx} = K_{ry} = K_{rz} = 0.001 \text{ KN/m} \quad (6.55)$$

Οι μεταφορικές σταθερές K_{xi} και K_{yi} προκύπτουν από τα επιμέρους αξονικά φορτία N_{sdi} και την συνολική ισοδύναμη δυσκαμψία K_{eff} , ήτοι:

$$K_{xi} = K_{yi} = \frac{N_{sdi}}{N_{sdot}} \cdot K_{eff} \quad (6.56)$$

Story	Column	Load	FZ	Kx (KN/m)	Ky (KN/m)
BASE	1	G + 0.30 × Q	631.33	406.5058	406.506
BASE	2	G + 0.30 × Q	699.72	450.5413	450.541
BASE	3	G + 0.30 × Q	543.04	349.6569	349.657
BASE	4	G + 0.30 × Q	903.20	581.5596	581.560
BASE	5	G + 0.30 × Q	1338.46	861.8182	861.818
BASE	6	G + 0.30 × Q	834.18	537.1184	537.118
BASE	7	G + 0.30 × Q	887.16	571.2316	571.232
BASE	8	G + 0.30 × Q	1332.96	858.2769	858.277
BASE	9	G + 0.30 × Q	814.81	524.6463	524.646
BASE	10	G + 0.30 × Q	627.34	403.9367	403.937
BASE	11	G + 0.30 × Q	872.26	561.6377	561.638
BASE	12	G + 0.30 × Q	648.70	417.6901	417.690
SUM	-	-	10133.16	6524.62	6524.62

Πίνακας 34 Μεταφορικές σταθερές ελατηρίων

Σε δεύτερο στάδιο εισάγονται στο προσομοίωμα δύο οριζόντια φάσματα και δύο κατακόρυφα φάσματα με τα κάτωθι χαρακτηριστικά.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας A (Αθήνα)	$a_{gr} = 0.16g$
Κατηγορία σπουδαιότητας II (Κατοικία)	$\gamma_i = 1.00$
Κατηγορία Εδάφους B	$T_B = 0.15 \text{ s}$ $T_C = 0.50 \text{ s}$ $T_D = 2.50 \text{ s}$ $S = 1.20$
Απόσβεση ζ	15.00%
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1.00

Πίνακας 35 Στοιχεία οριζόντιου φάσματος ($q=1.00$)

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας A (Αθήνα)	$a_{gr} = 0.16g$
Κατηγορία σπουδαιότητας II (Κατοικία)	$\gamma_i = 1.00$
Κατηγορία Εδάφους B	$T_B = 0.15 \text{ s}$ $T_C = 0.50 \text{ s}$ $T_D = 2.50 \text{ s}$ $S = 1.20$
Απόσβεση ζ	15.00%
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1.50

Πίνακας 36 Στοιχεία οριζόντιου φάσματος ($q=1.50$)

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας A (Αθήνα)	$a_{gr} = 0.144g$
Κατηγορία σπουδαιότητας II (Κατοικία)	$\gamma_i = 1.00$
Κατηγορία Εδάφους B	$T_B = 0.05 \text{ s}$ $T_C = 0.15 \text{ s}$ $T_D = 1.00 \text{ s}$ $S = 1.00$
Απόσβεση ζ	15.00%
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1.00

Πίνακας 37 Στοιχεία κατακόρυφου φάσματος ($q=1.00$)

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Α (Αθήνα)	$a_{gr} = 0.144g$
Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ (Κατοικία)	$\gamma_i = 1.00$
Κατηγορία Εδάφους Β	$T_B = 0.05 \text{ s}$ $T_C = 0.15 \text{ s}$ $T_D = 1.00 \text{ s}$ $S = 1.00$
Απόσβεση ζ	15.00%
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1.50

Πίνακας 38 Στοιχεία κατακόρυφου φάσματος ($q=1.50$)

Το πρώτο και τρίτο φάσμα χρησιμοποιούνται για:

1. Την εύρεση της θεμελιώδους ιδιομορφής – ιδιοπερίοδου και το σύνολο των σημαντικών ιδιομορφών του κτιρίου.
2. Την εύρεση των σχετικών μετατοπίσεων ορόφων (interstory drifts), της μετατόπισης σχεδιασμού εφεδράνων και της μέγιστης μετατόπισης οροφής.
3. Τον έλεγχο ανύψωσης εφεδράνων

Το δεύτερο και τέταρτο φάσμα χρησιμοποιούνται για την εύρεση των δεικτών ανεπάρκειας λ στον πόδα των υποστυλωμάτων ισογείου, που αναμένονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, τόσο σε όρους ροπών κάμψης (M) όσο και σε όρους διάτμησης (V). Αυτή η κίνηση γίνεται καθώς ο EC8 επιτρέπει η ανωδομή να ελέγχεται με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.50$.

Επίσης όπως ορίζει ο κανονισμός εισάγονται στο προσομοίωμα 24 νέοι συνδυασμοί, όπου στην ουσία λαμβάνεται υπόψη και η κατακόρυφη συνιστώσα.

$$G + 0.30 \cdot Q \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y \pm 0.30 \cdot E_z \quad (6.57)$$

$$G + 0.30 \cdot Q \pm 0.30 \cdot E_x \pm E_y \pm 0.30 \cdot E_z \quad (6.58)$$

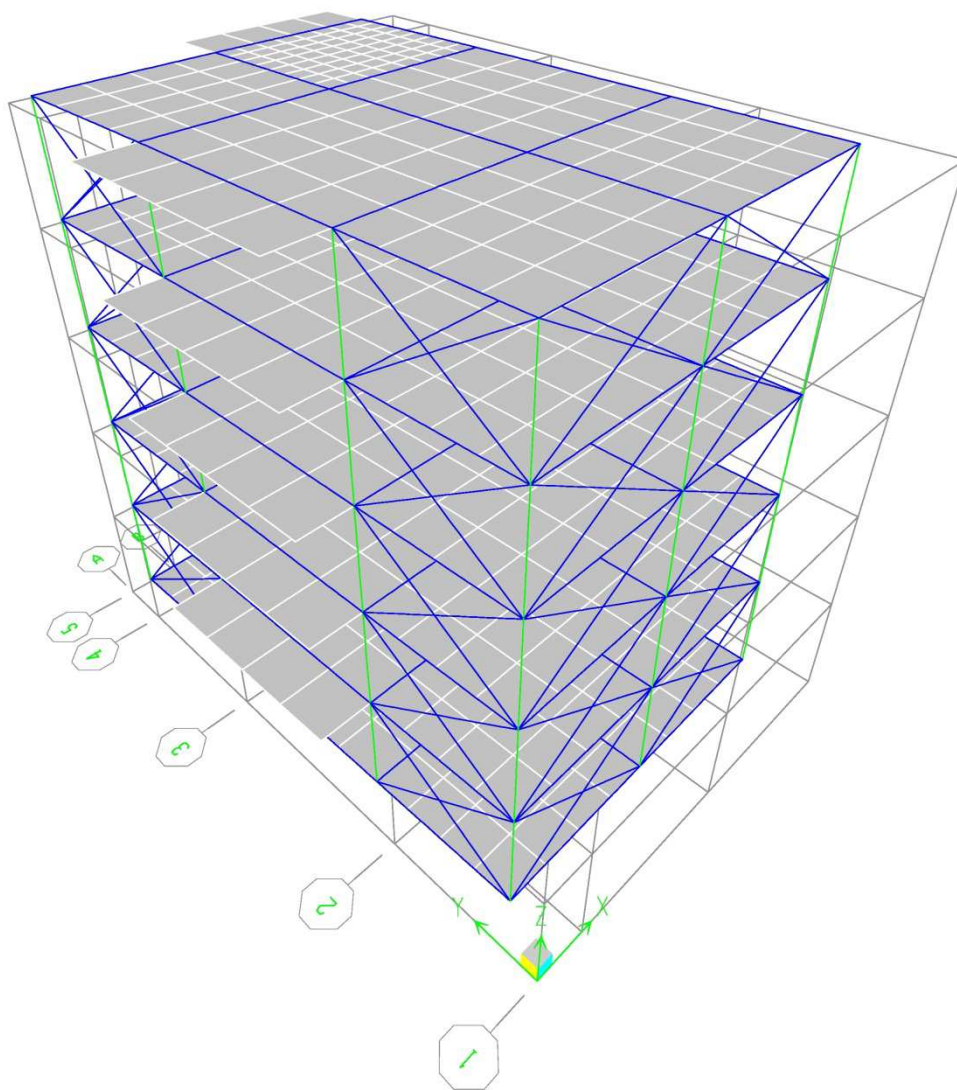
$$G + 0.30 \cdot Q \pm 0.30 \cdot E_x \pm 0.30 \cdot E_y \pm E_z \quad (6.59)$$

6.4.2.1 Ιδιομορφές – ιδιοπερίοδοι κτιρίου

Η θεμελιώδης ιδιομορφή του κτιρίου αποτυπώνεται στην Εικόνα 61 και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι:

$$T = 2.53 \text{ s} \quad (6.60)$$

Επομένως η ανάλυση μονοβάθμιου ταλαντωτή κρίνεται επιτυχής και αξιόπιστη καθώς υπάρχει μια απόκλιση της τάξης του 1.32% ή 0.0331 s περίπου, η οποία θεωρείται ανεκτή.



Εικόνα 61 Θεμελιώδης ιδιομορφή σεισμικά μονωμένου κτιρίου

Οι σημαντικές ιδιομορφές του κτιρίου (Πίνακας 39) όπου υπάρχει 100% συμμετοχή των μαζών στις μεταφορικές διευθύνσεις x και y είναι 2. Στη μεταφορική διεύθυνση z χρειάστηκε η ανάλυση μεγάλου αριθμού ιδιομορφών, ήτοι 125.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	2.533109	15.2623	84.3962	0	15.2623	84.3962	0
2	2.528471	84.3266	15.4486	0	99.5888	99.8448	0
3	2.393567	0.3717	0.1075	0	99.9605	99.9522	0
4	0.324756	0.0096	0.0369	0.0044	99.9702	99.9891	0.0044
5	0.301619	0.0275	0.0089	0.0019	99.9977	99.998	0.0063
6	0.195817	0.0006	0.0002	0.0339	99.9982	99.9982	0.0402
7	0.143752	0.0009	0.0007	0.0038	99.9991	99.9989	0.044
8	0.135547	0.0006	0.0008	0.0001	99.9997	99.9997	0.0441
9	0.108582	0	0	56.877	99.9997	99.9997	56.9211
10	0.102586	0	0	5.9581	99.9997	99.9997	62.8791
11	0.099442	0	0	0.1681	99.9997	99.9997	63.0473
12	0.098062	0	0	0.5487	99.9998	99.9998	63.5959
13	0.097052	0.0001	0	0.1952	99.9998	99.9998	63.7911
14	0.095954	0	0	0.0003	99.9998	99.9998	63.7914
15	0.09515	0	0	0.1948	99.9998	99.9998	63.9862
16	0.094716	0	0	1.3984	99.9998	99.9998	65.3846
17	0.094231	0	0	0.0375	99.9999	99.9998	65.4221
18	0.093247	0	0	0.3827	99.9999	99.9999	65.8048
19	0.092479	0	0	0.0084	99.9999	99.9999	65.8132
20	0.091661	0	0.0001	0.2335	99.9999	99.9999	66.0467
21	0.09111	0	0	0.0102	99.9999	99.9999	66.057
22	0.090817	0	0	0.9543	99.9999	99.9999	67.0113
23	0.089048	0	0	2.3392	99.9999	99.9999	69.3504
24	0.088692	0	0	0.8321	99.9999	99.9999	70.1826
25	0.087121	0	0	0.2217	99.9999	99.9999	70.4043
26	0.08661	0	0	0.1553	99.9999	99.9999	70.5596
27	0.085753	0	0	0.8394	99.9999	99.9999	71.399
28	0.085396	0	0	0.138	99.9999	99.9999	71.537
29	0.084957	0	0	0.0828	99.9999	99.9999	71.6198
30	0.08361	0	0	0.4954	99.9999	99.9999	72.1152
31	0.083557	0	0	1.3679	99.9999	99.9999	73.4831
32	0.082788	0	0	0.0034	99.9999	99.9999	73.4866
33	0.08166	0	0	5.2199	99.9999	99.9999	78.7065
34	0.081352	0	0	0.7751	99.9999	99.9999	79.4815
35	0.080867	0	0	2.8933	99.9999	99.9999	82.3748
36	0.079781	0	0	0.0006	99.9999	99.9999	82.3754
37	0.076762	0	0	0.0027	99.9999	99.9999	82.3781
38	0.076064	0	0	0.0155	100	100	82.3936
39	0.076008	0	0	0.0743	100	100	82.4679
40	0.075463	0	0	0.0007	100	100	82.4686
41	0.073595	0	0	0	100	100	82.4687
42	0.072712	0	0	0.1172	100	100	82.5858
43	0.072387	0	0	0.0357	100	100	82.6215
44	0.071239	0	0	0.0002	100	100	82.6217
45	0.070415	0	0	0.0214	100	100	82.6431
46	0.069185	0	0	0.0011	100	100	82.6443
47	0.068403	0	0	0.0041	100	100	82.6484
48	0.068121	0	0	0.1244	100	100	82.7728

49	0.067774	0	0	0.0301	100	100	82.8029
50	0.067443	0	0	0.7907	100	100	83.5936
51	0.066941	0	0	0.126	100	100	83.7196
52	0.066675	0	0	0.0018	100	100	83.7214
53	0.065893	0	0	0.113	100	100	83.8345
54	0.06551	0	0	0.1321	100	100	83.9666
55	0.064613	0	0	2.7795	100	100	86.7461
56	0.064129	0	0	0.0627	100	100	86.8088
57	0.063582	0	0	0.014	100	100	86.8229
58	0.063394	0	0	0.2039	100	100	87.0267
59	0.06312	0	0	0.0007	100	100	87.0275
60	0.062949	0	0	0.117	100	100	87.1444
61	0.062362	0	0	0.4944	100	100	87.6388
62	0.061997	0	0	0.3247	100	100	87.9635
63	0.061351	0	0	0.3569	100	100	88.3204
64	0.061155	0	0	0.1145	100	100	88.4349
65	0.06025	0	0	0.5242	100	100	88.9591
66	0.057758	0	0	0.3659	100	100	89.325
67	0.056364	0	0	0.165	100	100	89.49
68	0.056256	0	0	0.0535	100	100	89.5434
69	0.055766	0	0	0.0054	100	100	89.5489
70	0.055636	0	0	0.0007	100	100	89.5496
71	0.054483	0	0	0.0001	100	100	89.5497
72	0.052482	0	0	0.0451	100	100	89.5949
73	0.051284	0	0	0.0703	100	100	89.6651
74	0.050952	0	0	0.0127	100	100	89.6779
75	0.050184	0	0	0.1405	100	100	89.8184
76	0.049963	0	0	0.1838	100	100	90.0022
77	0.048985	0	0	0.0962	100	100	90.0983
78	0.047731	0	0	0.0701	100	100	90.1684
79	0.046945	0	0	0.0323	100	100	90.2007
80	0.046424	0	0	0.0688	100	100	90.2695
81	0.045888	0	0	0.8439	100	100	91.1134
82	0.044981	0	0	0.2335	100	100	91.3469
83	0.044916	0	0	0.6257	100	100	91.9726
84	0.043948	0	0	0.0483	100	100	92.0209
85	0.042675	0	0	0.05	100	100	92.071
86	0.041638	0	0	0.0107	100	100	92.0817
87	0.040389	0	0	0.7708	100	100	92.8525
88	0.040069	0	0	1.5103	100	100	94.3628
89	0.039889	0	0	0.1385	100	100	94.5014
90	0.038339	0	0	0.0122	100	100	94.5136
91	0.037261	0	0	0.0018	100	100	94.5154
92	0.036624	0	0	0.002	100	100	94.5174
93	0.035982	0	0	0.0679	100	100	94.5853
94	0.035169	0	0	0.107	100	100	94.6923
95	0.034293	0	0	0.0334	100	100	94.7257
96	0.032815	0	0	0.0034	100	100	94.7291
97	0.032224	0	0	0.0416	100	100	94.7707

98	0.030908	0	0	0.0249	100	100	94.7956
99	0.029977	0	0	0.0017	100	100	94.7973
100	0.029463	0	0	0.0992	100	100	94.8966
101	0.028649	0	0	0.1108	100	100	95.0074
102	0.026933	0	0	0.2118	100	100	95.2192
103	0.026076	0	0	0.4324	100	100	95.6516
104	0.025339	0	0	0.4322	100	100	96.0838
105	0.024813	0	0	0.8862	100	100	96.97
106	0.023802	0	0	0.2742	100	100	97.2442
107	0.02235	0	0	0.6791	100	100	97.9232
108	0.021442	0	0	0.0593	100	100	97.9825
109	0.02055	0	0	0.072	100	100	98.0546
110	0.019589	0	0	0.3444	100	100	98.399
111	0.018952	0	0	0.0974	100	100	98.4964
112	0.01784	0	0	0.0135	100	100	98.5098
113	0.01685	0	0	0.0486	100	100	98.5584
114	0.01612	0	0	0.362	100	100	98.9204
115	0.015505	0	0	0.0675	100	100	98.9879
116	0.013622	0	0	0.4401	100	100	99.428
117	0.012678	0	0	0.0044	100	100	99.4324
118	0.012194	0	0	0.0078	100	100	99.4402
119	0.01102	0	0	0.3649	100	100	99.8051
120	0.009942	0	0	0	100	100	99.8051
121	0.009815	0	0	0.0031	100	100	99.8082
122	0.008429	0	0	0.174	100	100	99.9822
123	0.007798	0	0	0.0007	100	100	99.9829
124	0.006694	0	0	0	100	100	99.9829
125	0.005834	0	0	0.017	100	100	100

Πίνακας 39 Σημαντικές ιδιομορφές σεισμικά μονωμένου κτιρίου

6.4.2.2 Μέγιστη μετατόπιση οροφής και εφεδράνων - Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων

Λόγω του πλήθους των καταγραφών, τα δεδομένα μετατοπίσεων οροφής και βάσης για όλους τους συνδυασμούς και για τις διευθύνσεις x και y εισήχθησαν σε υπολογιστικό φύλλο Excel® και έγινε η αναζήτηση της μέγιστης μετατόπισης κατά απόλυτη τιμή.

Επομένως, στο σημείο 7 (δεξί άκρο βόρειου εξώστη) για τον πρώτο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$) στην διεύθυνση x, η μέγιστη μετατόπιση οροφής είναι ίση με:

$$D_{max} = 0.113748 \text{ m} \quad (6.61)$$

Σημειώνεται ότι για την διεύθυνση y η μέγιστη μετατόπιση είναι ίση με 0.1100 m στο σημείο 7 και για τον ένατο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + 0.30E_x + E_y + 0.30E_z$).

Επομένως, στο σημείο 6 (δεξί βόρειο άκρο) για τον πρώτο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$) στην διεύθυνση x, η μέγιστη μετατόπιση εφεδράνου (πολλαπλασιαζόμενη και με το συντελεστή γ_x) είναι ίση με:

$$\begin{aligned} \Delta &= D_{max} \cdot \gamma_x \Rightarrow \\ \Delta &= 0.104199 \cdot 1.50 \Rightarrow \\ \Delta &= 0.1563 \text{ m} \end{aligned} \quad (6.62)$$

Σημειώνεται ότι για την διεύθυνση y η μέγιστη μετατόπιση είναι ίση με 0.1033 m (0.1550 m) στο σημείο 6 και για τον ένατο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + 0.30E_x + E_y + 0.30E_z$).

Ομοίως τα δεδομένα των σχετικών μετατοπίσεων ορόφων για όλους τους συνδυασμούς και τις διευθύνσεις εισάγονται σε υπολογιστικό φύλλο Excel®. Επομένως για τον πρώτο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$) στην διεύθυνση x, προκύπτουν οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων του παρακάτω πίνακα.

Όροφοι	Σχετικές Μετατοπίσεις (%)
0 – 1	0.0734
1 – 2	0.0782
2 – 3	0.0637
3 – 4	0.0545
4 – 5	0.0392

Πίνακας 40 Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων σεισμικά μονωμένου κτιρίου

6.4.2.3 Ανύψωση εφεδράνων

Ο έλεγχος ανύψωσης εφεδράνων αποτελεί τον έλεγχο όλων των αξονικών φορτίων στον πόδα των υποστυλωμάτων ισογείου για όλους τους συνδυασμούς μέσω υπολογιστικού φύλλου Excel®.

Τελικά το δυσμενέστερο αξονικό φορτίο είναι στο υποστύλωμα K10 για τον ένατο σεισμικό συνδυασμό ($G + 0.30Q + 0.30Ex + Ey + 0.30Ez$) και είναι ίσο με:

$$P_{crit} = - 256.79 < 0.00 \text{ KN} \quad (6.63)$$

Άρα σε κανένα εφέδρανο δεν παρατηρείται ανύψωση.

6.4.2.4 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης

Ο υπολογισμός των δεικτών ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων ισογείου γίνεται με τον ίδιο τρόπο όπως και στην αποτίμηση, καθώς δεν υπάρχει μεταβολή των διατομών αυτών μετά την επέμβαση. Επομένως μέσω του προγράμματος FAGUS® και μέσω της παρακάτω εξίσωσης προκύπτουν οι δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης λ_M (ΚΑΝΕΠΕ § 5.5.1)

$$\lambda_M = \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} = \frac{1}{K} \quad (6.64)$$

Στο τέλος γίνεται αναζήτηση του κρίσιμου δείκτη ανεπάρκειας για κάθε υποστύλωμα, οπότε για να υπάρχει επάρκεια πρέπει:

$$\lambda_M \leq 1 \quad (6.65)$$

Έτσι προέκυψε επάρκεια στο σύνολο των υποστυλωμάτων (Πίνακας 41).

Column	Load	P	M2	M3	Kmin	λ_{Mmax}
C1	COMB9 MIN	-703.4	-28.828	-27.171	2.15	0.47
C2	COMB9 MIN	-622.85	-28.736	-5.058	2.2	0.45
C3	COMB9 MIN	-522.98	-34.674	20.788	2.53	0.40
C4	COMB9 MIN	-889.16	-35.417	-32.332	1.69	0.59
C5	COMB17 MIN	1307.55	-36.252	-9.285	2.65	0.38
C6	COMB9 MIN	-735.57	-36.272	19.441	1.55	0.65
C7	COMB1 MIN	-871.91	7.538	-40.15	1.89	0.53
C8	COMB17 MIN	1307.83	2.652	-8.935	2.93	0.34
C9	COMB9 MIN	-820.87	-9.725	19.427	1.84	0.54
C10	COMB1 MIN	-703.89	14.156	-35.955	2.18	0.46
C11	COMB1 MIN	-888.15	13.844	-25.099	1.92	0.52
C12	COMB1 MAX	-490.68	21.301	46.05	2.32	0.43

Πίνακας 41 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου σεισμικά μονωμένου κτιρίου⁷

6.4.2.5 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών

Για τον υπολογισμό των δεικτών ανεπάρκειας εισήχθησαν σε υπολογιστικό φύλλο Excel® όλα τα δρώντα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων ισογείου για όλους τους συνδυασμούς. Για κάθε καταγραφή τόσο στον ισχυρό όσο και στον ασθενή άξονα κάθε υποστυλώματος υπολογίστηκε η εκάστοτε τέμνουσα αντοχής V_{Rd} με βάση την εξίσωση 5.16 (Κεφάλαιο 5).

Επειδή η αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής οφείλεται στην εισαγωγή του συστήματος μόνωσης και όχι στην αλλαγή των ιδιοτήτων του φέροντος οργανισμού της ανωδομής, θεωρείται ότι αυτή παραμένει στην περιοχή των ίσων ταχυτήτων. Άρα το πλαστικό μέρος της πλαστιμότητας διαμορφώνεται ως

$$\mu_{\delta,pl} = \left(\frac{q^2 + 1}{2} \right) - 1 \Rightarrow$$

$$\mu_{\delta,pl} = \left(\frac{1.50^2 + 1}{2} \right) - 1 \Rightarrow$$

$$\mu_{\delta,pl} = 0.625 \quad (6.66)$$

⁷ Σημειώνεται ότι η μέγιστη δρώσα ροπή κάμψης για κάθε υποστυλώμα σε κάθε συνδυασμό είναι κατά περίπτωση η ροπή M2 ή M3, αναλόγως τους τοπικούς άξονες που προκύπτουν από το πρόγραμμα ETABS.

Εν συνεχεία για τους δύο άξονες κάθε υποστυλώματος μέσω της παρακάτω εξίσωσης προκύπτουν οι δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών λ_V (ΚΑΝΕΠΕ § 5.5.1)

$$\lambda_V = \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} \quad (6.67)$$

Στο τέλος γίνεται αναζήτηση του κρίσιμου δείκτη ανεπάρκειας για κάθε υποστύλωμα, οπότε για να υπάρχει επάρκεια πρέπει:

$$\lambda_V \leq 1 \quad (6.68)$$

Έτσι προέκυψε επάρκεια στο σύνολο των υποστυλωμάτων (Πίνακας 42).

Column	Load	Vsd (KNm)	VRd (KNm)	λ_{Vmax}
C1	COMB1 MIN	-23.75	-97.96	0.24
C2	COMB9 MIN	-22.24	-103.56	0.21
C3	COMB9 MIN	-26.41	-96.92	0.27
C4	COMB9 MIN	-32.33	-82.45	0.37
C5	COMB9 MIN	-37.78	-231.49	0.16
C6	COMB9 MIN	-28.57	-60.57	0.47
C7	COMB9 MAX	30.98	77.90	0.40
C8	COMB9 MAX	37.38	209.65	0.18
C9	COMB9 MAX	24.04	60.67	0.40
C10	COMB1 MIN	-26.09	-96.38	0.27
C11	COMB1 MIN	-22.03	-77.97	0.28
C12	COMB1 MAX	37.23	95.13	0.39

Πίνακας 42 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών υποστυλωμάτων ισογείου σεισμικά μονωμένου κτιρίου⁸

⁸ Σημειώνεται ότι η μέγιστη δρώσα τέμνουσα για κάθε υποστύλωμα σε κάθε συνδυασμό είναι κατά περίπτωση η τέμνουσα V2 ή V3, αναλόγως τους τοπικούς άξονες που προκύπτουν από το πρόγραμμα ETABS.

6.4.3 Ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας

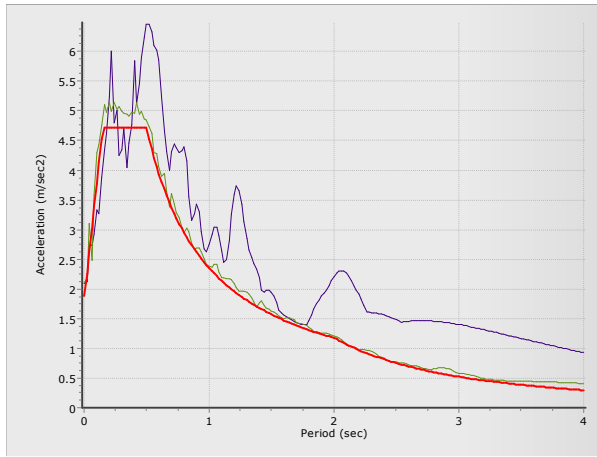
Οι ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας - όπως ορίζει ο κανονισμός - θα γίνουν με τρεις σεισμικές καταγραφές, όπου η κάθε μία περιλαμβάνει δύο οριζόντιες συνιστώσες και μια κατακόρυφη. Τα επιταχυνσιογραφήματα επιλέγονται βάσει των εδαφολογικών συνθηκών της περιοχής του έργου και έχουν χρησιμοποιηθεί εκτενώς για τον σχεδιασμό αντίστοιχων έργων διεθνώς. Έτσι αυτά είναι:

- El Centro (Imperial Valley EQ, May 18 1940, Station #117)
- Lower California (L. California EQ, December 30 1934, Station #117)
- Kern (Kern County, California EQ, July 21 1952, Station #095)

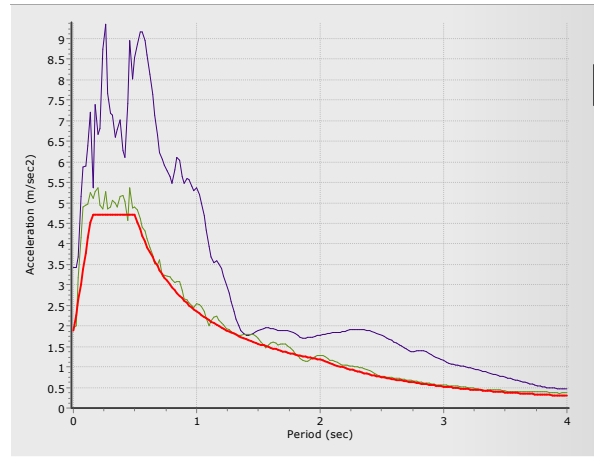
Η κάθε σεισμική συνιστώσα τροποποιείται ώστε το φάσμα της να συγκλίνει με το φάσμα του κανονισμού. Επομένως με το πρόγραμμα Seismomatch® εξάγονται τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα που θα χρησιμοποιηθούν σαν δεδομένο για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας.

Σχετικά με το πρόγραμμα έγιναν επαναλαμβανόμενες τροποποιήσεις ώστε να επιτευχθεί η μέγιστη δυνατή σύγκλιση. Έτσι παρότι ο κανονισμός επιτρέπει την τροποποίηση στο εύρος ιδιοπεριόδων 0.20T – 2.00T (στην περίπτωσή μας 0.50 – 4.00 s), η καλύτερη σύγκλιση παρατηρήθηκε για τροποποίηση στο σύνολο των ιδιοπεριόδων ήτοι 0.00 – 4.00 s. Ακόμα ο συντελεστής ακρίβειας Eigen value ορίστηκε ίσος με 0.01 καθώς στις υπόλοιπες τιμές υπήρχε σημαντική απόκλιση. Τέλος ο αριθμός επαναλήψεων επιλέχθηκε να είναι μεγάλος (30) ώστε να υπάρχει ακρίβεια μετρήσεων. Έτσι προέκυψαν - όπως φαίνεται και στις παρακάτω εικόνες - φάσματα (επιταχυνσιογραφήματα) με αποκλίσεις ιδιαίτερα μικρές, ήτοι 1.50% - 6.00%. Άρα ικανοποιείται και η διάταξη του κανονισμού για ελάχιστες τιμές στο 90.00% του φάσματος σχεδιασμού.

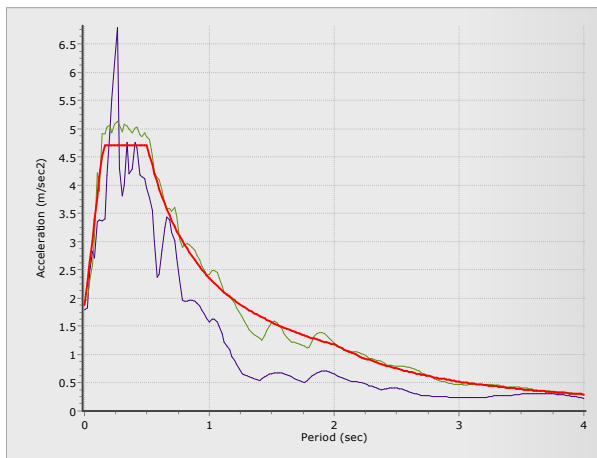
Στις παρακάτω εικόνες η μπλε γραμμή είναι το αρχικό φάσμα, η κόκκινη το φάσμα σχεδιασμού (κατά περίπτωση οριζόντιο ή κατακόρυφο) και η πράσινη γραμμή το τροποποιημένο φάσμα.



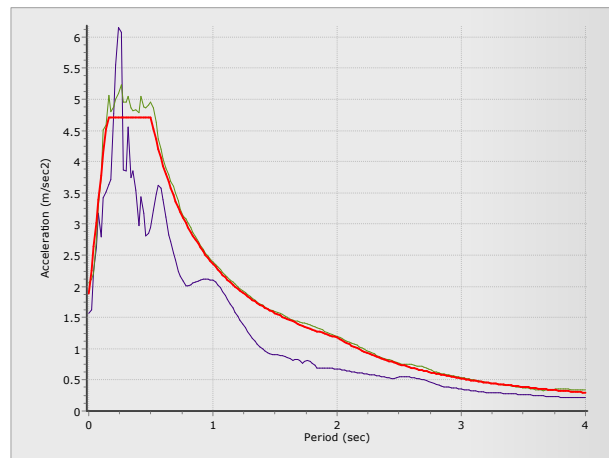
Εικόνα 62 EL CENTRO 270



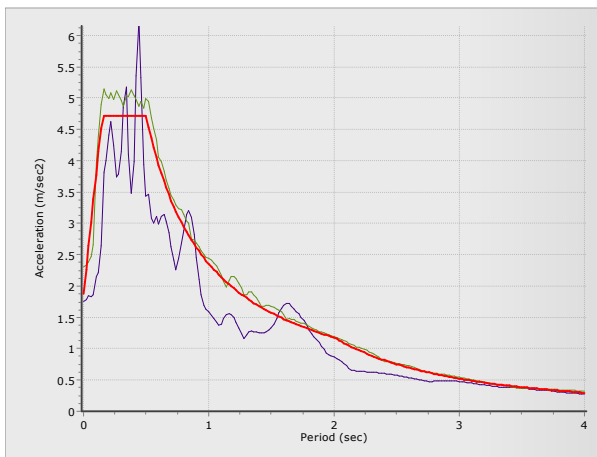
Εικόνα 63 EL CENTRO 180



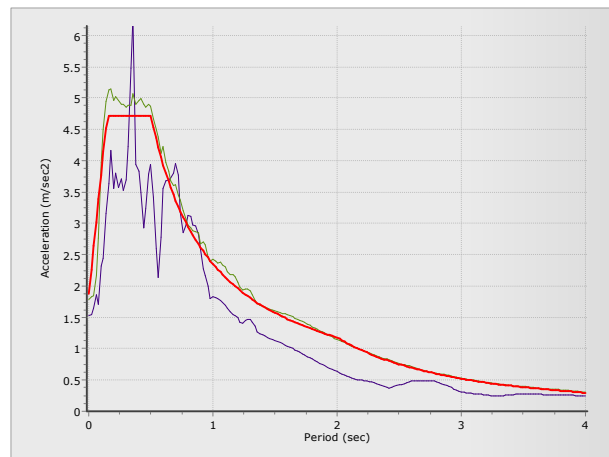
Εικόνα 64 LOWER CALIFORNIA 270



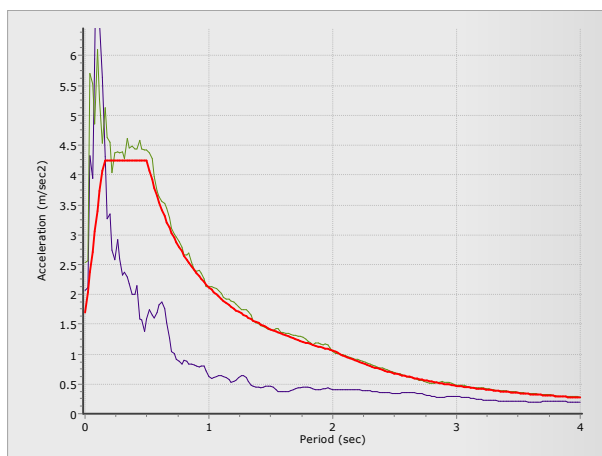
Εικόνα 65 LOWER CALIFORNIA 180



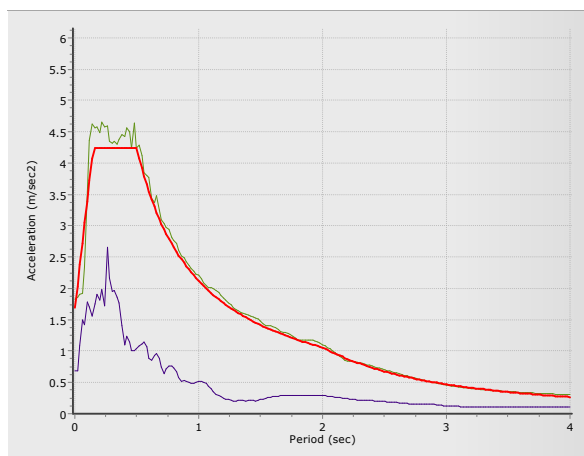
Εικόνα 66 KERN 111



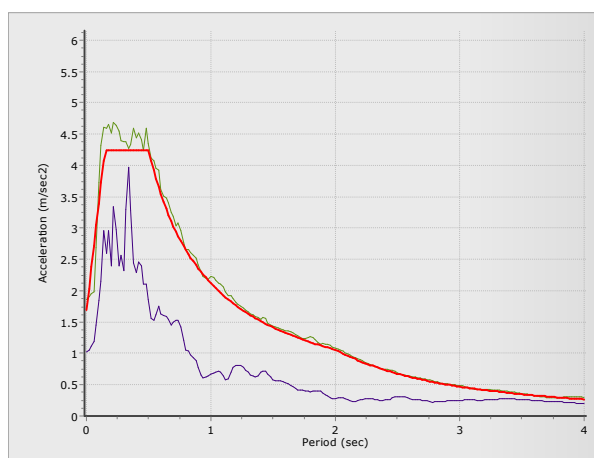
Εικόνα 67 KERN 021



Εικόνα 68 EL CENTRO Z



Εικόνα 69 LOWER CALIFORNIA Z



Εικόνα 70 KERN Z

Έτσι για κάθε συνιστώσα ισχύει:

ΣΕΙΣΜΟΣ	ΑΠΟΚΛΙΣΗ %	ΑΡΧΙΚΗ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ (m/s ²)	ΤΕΛΙΚΗ ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ (m/s ²)
EL CENTRO 270	6.00	2.101	1.735
EL CENTRO 180	3.80	3.417	1.965
EL CENTRO Z	2.80	2.063	2.536
L. CALIFORNIA 270	2.30	1.791	1.939
L. CALIFORNIA 180	1.90	1.568	2.047
L. CALIFORNIA Z	2.40	0.681	1.837
KERN 111	3.00	1.759	2.306
KERN 021	1.50	1.527	1.786
KERN Z	2.00	1.029	1.861

Πίνακας 43 Στοιχεία τροποποιημένων επιταχυνσιογραφημάτων

Σε επόμενο στάδιο πρέπει οι δύο οριζόντιες συνιστώσες να πολλαπλασιαστούν με τους μειωτικούς συντελεστές «η» των αποσβέσεων που αντιστοιχούν για τα δύο ακρότατα όρια του συντελεστή τριβής μ . Με αυτό τον τρόπο για το ανώτατο όριο του συντελεστή τριβής θα ελεγχθούν τα εντατικά μεγέθη της ανωδομής, η πιθανότητα ανύψωσης εφεδράνου και οι σχετικές μετατοπίσεις ορόφων, ενώ με το κατώτατο όριο θα βρεθούν οι μέγιστες μετατοπίσεις εφεδράνου και οροφής

Από την § 6.4.1 ισχύει ότι η μετατόπιση D , η ακτίνα καμπυλότητας R και τα ακρότατα όρια του δείκτη τριβής UBP και LBP είναι:

$$D = 0.10541 \text{ m} \quad (6.69)$$

$$R = 2.98 \text{ m} \quad (6.70)$$

$$UBP = 0.0175 \quad (6.71)$$

$$LBP = 0.0325 \quad (6.72)$$

Επίσης η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος T_{eff} , η απόσβεση ξ και ο μειωτικός συντελεστής n είναι:

$$T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R \cdot D}{g \cdot D + \mu \cdot g \cdot R}} \quad (6.73)$$

$$\xi = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu}{\frac{D}{R} + \mu} \quad (6.74)$$

$$n = \sqrt{\frac{10.00}{5.00 + \xi}} \quad (6.75)$$

Άρα προκύπτει ο παρακάτω πίνακας

PROPERTIES	LBP	MEAN	UBP
D (m)	0.10541	0.10541	0.10541
μ	0.0175	0.025	0.0325
R (m)	2.98	2.98	2.98
Teff (s)	2.833	2.651	2.50
ξ	0.211	0.264	0.305
n	0.619	0.565	0.531 (0.55)

Πίνακας 44 Ιδιότητες εφεδράνων αναλύσεων ιστορίας

Όπως φαίνεται και από τον παραπάνω πίνακα οι πραγματικοί συντελεστές απόσβεσης για τα δύο όρια τριβής μ είναι 21.10% και 30.50%. Επομένως ο μειωτικός συντελεστής « η » για το κατώτατο όριο είναι ίσος με 0.619 ενώ για το ανώτατο όριο διαμορφώνεται σε 0.55 λόγω περιορισμού του κανονισμού.

Επομένως στο προσομοίωμα εισάγονται οι οριζόντιες συνιστώσες με μειωτικούς συντελεστές 0.619 και 0.55 και η κατακόρυφη συνιστώσα χωρίς μείωση (συντελεστής 1.00). Ύστερα επειδή το πρόγραμμα δεν λαμβάνει υπόψη τα αρχικά φορτία του κτιρίου, εισάγεται ως αρχική συνθήκη για τις χρονοϊστορίες, ανελαστική εξίσωση «ράμπα» (Ramp function). Η διάρκεια του κεκλιμένου κλάδου είναι 10.00 s και του οριζοντίου 30.00 s, ώστε να αποφευχθούν ανεπιθύμητες ταλαντώσεις. Ο κανόνας αυτής της εξίσωσης παραμένει ως $G + 0.30 \times Q$. Μετά εισάγονται 8 συνδυασμοί φορτίσεων καθώς εξετάζονται οι δύο οριζόντιες συνιστώσες κατά x και y εναλλάξ ήτοι:

$$Ramp (G + 0.30Q) \pm X (ELCEN270) \pm Y (ELCEN180) + ELCENZ \quad (6.76)$$

$$Ramp (G + 0.30Q) \pm Y (ELCEN270) \pm X (ELCEN180) + ELCENZ \quad (6.76)$$

$$Ramp (G + 0.30Q) \pm X (LC270) \pm Y (LC180) + LCZ \quad (6.78)$$

$$Ramp (G + 0.30Q) \pm Y (LC270) \pm X (LC180) + LCZ \quad (6.79)$$

$$Ramp (G + 0.30Q) \pm X (KERN111) \pm Y (KERN021) + KERNZ \quad (6.80)$$

$$Ramp (G + 0.30Q) \pm Y (KERN111) \pm X (KERN021) + ELCENZ \quad (6.81)$$

Επειδή επιλέγεται χρονοϊστορία με επαλληλία ιδιομορφών, εισάγεται ονομαστική ιδιομορφική απόσβεση ίση με 5.00%, ώστε να αποφευχθεί σφάλμα κατά τους υπολογισμούς.

Στη συνέχεια στο προσομοίωμα αφαιρούνται τα ελατήρια και τοποθετούνται μη γραμμικοί σύνδεσμοι (Links) στο πόδα των υποστυλωμάτων ισογείου. Αυτοί οι σύνδεσμοι θα έχουν τις ιδιότητες των εφεδράνων που έχουν προαναφερθεί (Πίνακες 34, 44). Αξίζει να αναφερθεί ότι αυτή η δυνατότητα δεν δίνεται από τα υπόλοιπα δημοφιλή λογισμικά στατικής ανάλυσης, κάτι το οποίο αποδεικνύει ότι η σεισμική μόνωση δεν είναι ακόμα δημοφιλής.

Τέλος επιλέγεται το πρόγραμμα να εξάγει τα δυσμενέστερα αποτελέσματα που εμφανίζονται σε κάποιο χρονικό σημείο και όχι βήμα – βήμα, ώστε να μειωθεί ο όγκος των δεδομένων.

6.4.3.1 Μέγιστη μετατόπιση οροφής και εφεδράνων - Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων

Λόγω του πλήθους των καταγραφών, τα δεδομένα μετατοπίσεων οροφής και εφεδράνων για όλες τις χρονοϊστορίες και για τις διευθύνσεις x και y εισήχθησαν σε υπολογιστικό φύλλο Excel® και έγινε η αναζήτηση της μέγιστης μετατόπισης κατά απόλυτη τιμή.

Από τους παρακάτω πίνακες προκύπτει ότι για τη χρονοϊστορία KERN κατά τη διεύθυνση x στο δεξί άκρο της δομής (σημεία 7 ή 6) εμφανίζεται η μέγιστη μετατόπιση οροφής και εφεδράνων. Σημειώνεται ότι η μετατόπιση των εφεδράνων έχει πολλαπλασιαστεί με το συντελεστή $\gamma\chi = 1.50$.

ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (m)	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ
EL CENTRO	0.0691	HIST 1 MAX
LOWER CALIFORNIA	0.0655	HIST 7 MAX
KERN	0.0762	HIST 7 MAX

Πίνακας 45 Μέγιστες μετατοπίσεις οροφής

ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ (m)	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (m)	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ
EL CENTRO	0.0637	0.0956	HIST 8 MAX
LOWER CALIFORNIA	0.0615	0.0923	HIST 8 MAX
KERN	0.071	0.1065	HIST 8 MAX

Πίνακας 46 Μέγιστες μετατοπίσεις εφεδράνων

Ομοίως τα δεδομένα των σχετικών μετατοπίσεων για όλες τις χρονοϊστορίες και για τις διευθύνσεις x και y εισήχθησαν σε υπολογιστικό φύλλο Excel® και έγινε η αναζήτηση της μέγιστης σχετικής μετατόπισης. Έτσι προκύπτει ο παρακάτω πίνακας.

ΟΡΟΦΟΙ	ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ %		
	EL CENTRO	LOWER CALIFORNIA	KERN
0 – 1	0.0630	0.0569	0.0582
1 – 2	0.0775	0.0657	0.0645
2 – 3	0.0699	0.0590	0.0611
3 – 4	0.0625	0.0517	0.0530
4 – 5	0.0626	0.0397	0.0385

Πίνακας 47 Σχετικές μετατοπίσεις χρονοϊστοριών

Οι δυσμενέστερες σχετικές μετατοπίσεις προκύπτουν για την χρονοϊστορία EL CENTRO.

6.4.3.2 Ανύψωση εφεδράνων

Σε υπολογιστικό φύλλο Excel® εισάγονται τα εντατικά μεγέθη των συνδέσμων (Links) για όλες τις χρονοϊστορίες, ώστε να βρεθεί η πιθανότητα ανύψωσης εφεδράνου. Τουτέστιν εξετάζεται αν σε κάποιο εφέδρανο αναπτύσσεται εφελκυστικό (θετικό) αξονικό φορτίο.

ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ	ΚΡΙΣΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ P (KN)	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ
EL CENTRO	- 125.88	HIST 8 MAX
LOWER CALIFORNIA	- 292.54	HIST 4 MAX
KERN	- 335.48	HIST 6 MAX

Πίνακας 48 Κρίσιμα φορτία ανύψωσης εφεδράνων χρονοϊστοριών

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει ότι δεν υπάρχει ανύψωση σε κάποιο εφεδράνο. Δυσμενέστερη καταγραφή προκύπτει για την χρονοϊστορία EL CENTRO στο υποστώλωμα K10.

6.4.3.3 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης

Για την εξεύρεση των δεικτών ανεπάρκειας σε όρους ροπών κάμψης, εισάγονται όλα τα εντατικά μεγέθη στους πόδες των υποστυλωμάτων ισογείου στο πρόγραμμα FAGUS®. Ομοίως σε αυτή την περίπτωση δεν έχουν αλλάξει οι διατομές

Column	EL CENTRO	KERN	LC
C1	0.58	0.50	0.49
C2	0.63	0.56	0.56
C3	0.47	0.43	0.42
C4	0.81	0.69	0.69
C5	0.59	0.44	0.44
C6	0.79	0.74	0.74
C7	0.77	0.63	0.61
C8	0.53	0.41	0.40
C9	0.73	0.61	0.62
C10	0.58	0.49	0.47
C11	0.66	0.59	0.58
C12	0.46	0.42	0.42

Πίνακας 49 Δείκτες ανεπάρκειας ροπών κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου χρονοϊστοριών

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει ότι τα υποστυλώματα ισογείου επαρκούν έναντι ροπών κάμψης στο σύνολό τους. Οι δυσμενέστερες καταγραφές προκύπτουν για την χρονοϊστορία EL CENTRO.

6.4.3.4 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών

Ομοίως για την εξεύρεση των δεικτών ανεπάρκειας σε όρους τεμνουσών δυνάμεων, εισάγονται όλα τα εντατικά μεγέθη στους πόδες των υποστυλωμάτων ισογείου σε υπολογιστικό φύλλο Excel® και με τη χρήση της εξίσωσης 5.16 υπολογίζονται οι εκάστοτε τέμνουσες αντοχής. Επίσης παραμένει ο πλαστικός δείκτης πλαστιμότητας ως έχει με βάση την εξίσωση 6.66. Μετά με βάση τις εξισώσεις 6.67 και 6.68 υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας.

Column	EL CENTRO	KERN	LC
C1	0.20	0.19	0.20
C2	0.29	0.24	0.25
C3	0.29	0.27	0.26
C4	0.51	0.41	0.42
C5	0.27	0.17	0.17
C6	0.66	0.52	0.52
C7	0.60	0.46	0.50
C8	0.29	0.18	0.19
C9	0.57	0.43	0.42
C10	0.34	0.29	0.27
C11	0.46	0.38	0.34
C12	0.39	0.37	0.37

Πίνακας 50 Δείκτες ανεπάρκειας τεμνουσών υποστυλωμάτων ισογείου χρονοϊστοριών

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει ότι τα υποστυλώματα ισογείου επαρκούν έναντι διάτμησης στο σύνολό τους. Οι δυσμενέστερες καταγραφές προκύπτουν για την χρονοϊστορία EL CENTRO.

6.5 Οριστικοποίηση διαστασιολόγησης εφεδράνων

Τα δεδομένα που προέκυψαν από το σύνολο των αναλύσεων κρίνονται ικανοποιητικά καθώς μεταξύ αυτών υπάρχει σημαντική σύγκλιση, ενώ ταυτόχρονα επετεύχθη πλήρης επάρκεια του συνόλου της δομής. Επομένως η αναμενόμενη συμπεριφορά του σεισμικώς μονωμένου κτιρίου έχει αποκρυπτογραφηθεί επιτυχώς και έτσι μπορεί να ακολουθηθεί η επιλογή των διαστάσεων των εφεδράνων με βάση τα κάτωθι στοιχεία.

Ακτίνα Καμπυλότητας R (mm)	2,980.00
Ονομαστικός δείκτης τριβής μ (%)	2.50
Μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού (mm)	156.30
Αξονικό σεισμικό φορτίο (KN) (δυσμενέστερο υποστύλωμα)	1,338.46

Πίνακας 51 Στοιχεία διαστασιολόγησης εφεδράνου

Μετά από επικοινωνία με την κατασκευάστρια εταιρεία Maurer - Söhne®, επιλέγεται κοινό εφέδρανο για όλα τα υποστυλώματα με τα κάτωθι χαρακτηριστικά:

Μήκος (mm)	600.00
Πλάτος (mm)	600.00
Ύψος (mm)	130.00

Σημειώνεται ότι τα εφέδρανα θα τοποθετηθούν σε κανονική διάταξη (κοίλη επιφάνεια προς τα κάτω) ώστε οι ροπές που θα δημιουργηθούν σε ένα σεισμικό γεγονός να αναληφθούν από την θεμελίωση και έτσι να μην υπάρχει αναγκαιότητα η πλάκα του ισογείου να έχει μεγάλο πάχος.

Επίσης εκατέρωθεν των εφεδράνων θα τοποθετηθεί το κονίαμα Emaco S33® της εταιρείας Basf® διαστάσεων 600.00 × 600.00 × 185.00 mm. Αυτό είναι ένα ρεοπλαστικό κονίαμα υψηλών αντοχών κατάλληλο για την πλήρη πρόσφυση των εφεδράνων. Επομένως η κοπή των υποστυλωμάτων θα διαμορφωθεί σε συνολικό πάχος 500.00 mm.

6.6 Διαστασιολόγηση νέας πλάκας ισογείου

Αφού οριστικοποιήθηκαν οι διαστάσεις των εφεδράνων πρέπει να διαστασιολογηθεί η πλάκα σκυροδέματος άνωθεν αυτών, ώστε να υπάρχει και επαρκής διαφραγματική λειτουργία. Οι διαστάσεις των δοκών και της πλάκας υπόκεινται σε κάποιους περιορισμούς ώστε να εξασφαλιστεί η δυνατότητα επιθεώρησης και πιθανής αντικατάστασης των κεντρικών εφεδράνων των υποστυλωμάτων K5 και K8, αλλά και η ελάχιστη μείωση του ελεύθερου ύψους του ισογείου.

Μετά από προτροπή της κατασκευάστριας εταιρείας των εφεδράνων, πρέπει να εξασφαλιστεί καθαρό ύψος μεταξύ της άνω παρειάς της θεμελίωσης και της κάτω παρειάς της πλάκας ισογείου τουλάχιστον 1.00 μέτρο. Επομένως γνωρίζοντας ότι το εφέδρανο μαζί με το κονίαμα έχει ύψος 500.00 mm προκύπτει ότι το καθαρό ύψος των δοκών πρέπει να είναι τουλάχιστον 500.00 mm. Ύστερα το πλάτος των δοκών συμπίπτει με το πλάτος των εφεδράνων ώστε να επιτευχθεί πλήρης πάκτωση αυτών, ήτοι 600.00 mm. Ακόμα η πλάκα ισογείου θα διαθέτει τετράγωνη τρύπα διαστάσεων τουλάχιστον 1.50 × 1.50 m στο μέσον της πλάκας Π4, η οποία θα καλυφθεί με μεταλλική λαμαρίνα με νευρώσεις. Αυτή ανά πάσα στιγμή μπορεί να αφαιρεθεί με μικρή καθαίρεση της επικάλυψης του δαπέδου. Για να είναι αποδεκτή η μείωση του ελεύθερου ύψους του ισογείου η διαστασιολόγηση της πλάκας ξεκινά με ένα ελάχιστο πάχος 0.15 m.

Επομένως από την διαστασιολόγηση της πλάκας ισογείου και των δοκών προέκυψε:

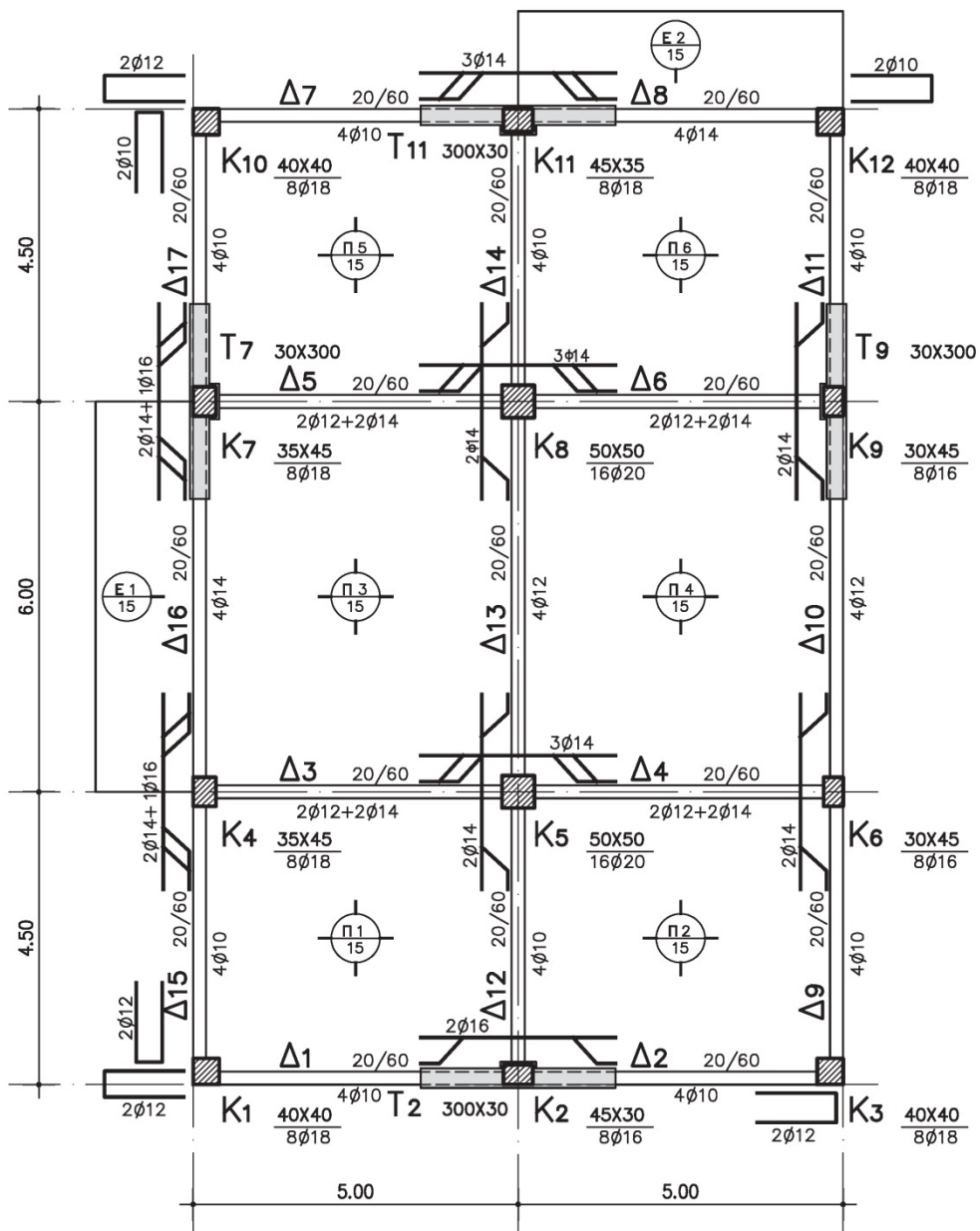
	Πλάκα ισογείου	Δοκοί ισογείου
Πάχος (mm)	150.00	600.00
Ύψος (mm)	-	650.00
Σκυρόδεμα	C30/37	C30/37
Χάλυβας	B500c Φ8 / 150 mm	B500c 4Φ20 /παρειά

Πίνακας 52 Διαστασιολόγηση πλάκας - δοκών ισογείου

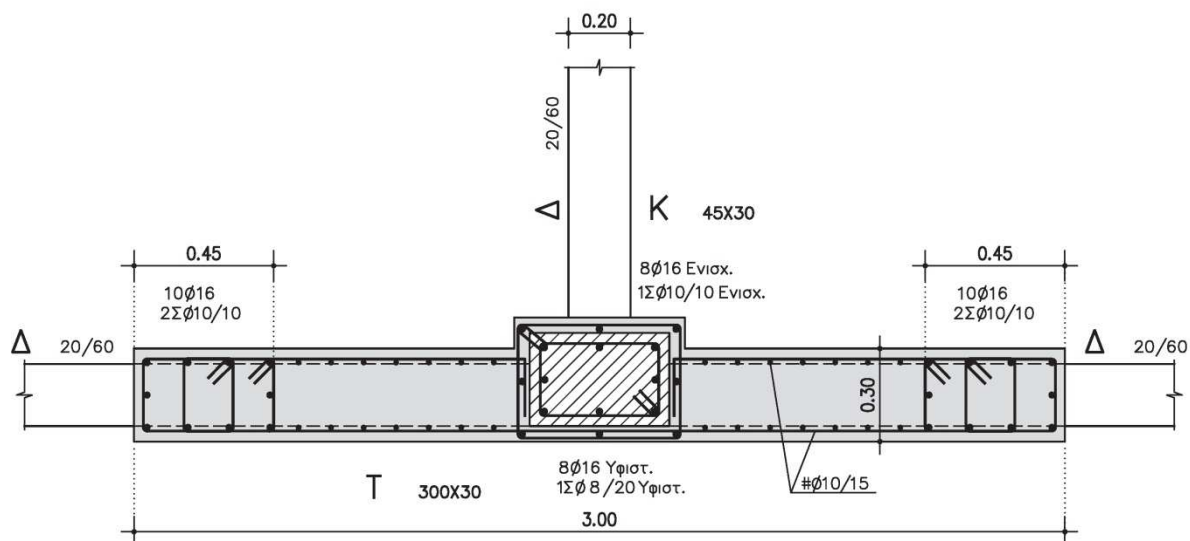
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο

ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ – ΧΡΟΝΙΚΟΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΙΣΜΟΣ

Σε αυτό το κεφάλαιο επιχειρείται κοστολογική και χρονολογική ανάλυση της επέμβασης με σεισμική μόνωση και μιας αντίστοιχης συμβατικής. Επειδή σε αυτή την εργασία δεν εξετάζεται η ανάλυση συμβατικής επεμβάσεως, τα δεδομένα αυτής δόθηκαν από τον επιβλέποντα καθηγητή. Έτσι όπως φαίνεται και από τις εικόνες παρακάτω αυτή περιλαμβάνει την κατασκευή τεσσάρων τοιχείων (T2, T7, T9, T11) περίξ των υποστυλωμάτων K2, K7, K9, K11 πάχους 0.30 m και μήκους 3.00 m. Επίσης στη θεμελίωση πραγματοποιείται νέα γενική κοιτόστρωση πάχους 1.00 m.



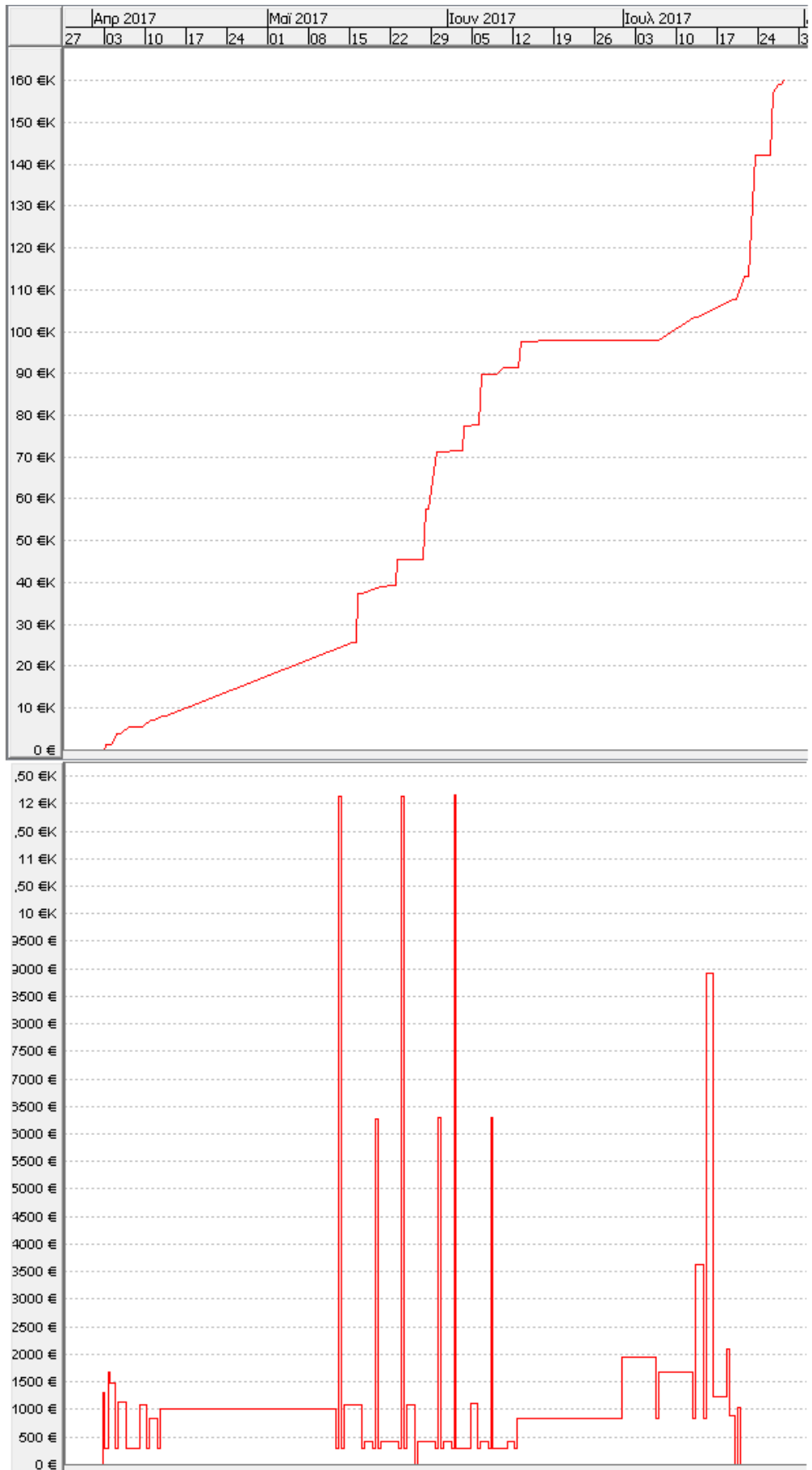
Εικόνα 71 Ξυλότυπος ισογείου συμβατικής ενίσχυσης



Εικόνα 72 Λεπτομέρεια τοιχείου συμβατικής ενίσχυσης

Η κοστολόγηση και ο χρονικός προγραμματισμός πραγματοποιούνται μέσω υπολογιστικού φύλλου Excel® και του προγράμματος ProjectLibre®. Για την ακρίβεια θα παρουσιαστούν διαγράμματα χρονικού προγραμματισμού Gantt μαζί με την κρίσιμη διαδρομή περάτωσης των εργασιών, αθροιστικές καμπύλες χρόνου – κόστους (S – curve) και ιστογράμματα ημερήσιας δαπάνης.

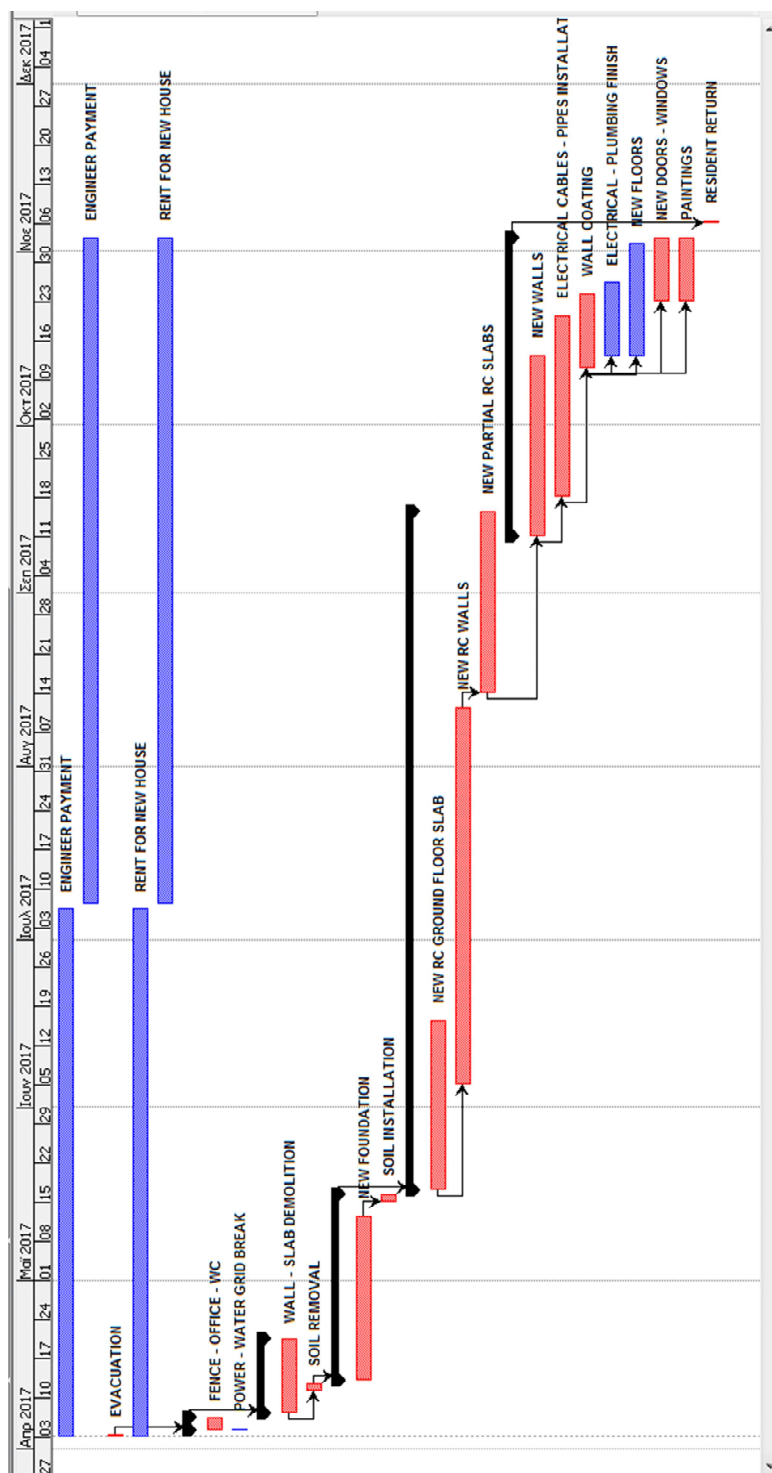
Οι τιμές των προϊόντων – εργασιών ελήφθησαν μετά από επικοινωνία με αντίστοιχες εταιρείες, ώστε να αντικατοπτρίζουν τη σημερινή πραγματικότητα της ελληνικής αγοράς. Υπενθυμίζεται ότι έχουν συνυπολογιστεί και τα έμμεσα κόστη όπως το κόστος εκκένωσης κτιρίου ή η αμοιβή μηχανικού.



Εικόνα 74 Καμπύλη κόστους και ημερήσια δαπάνη ενίσχυσης με σεισμική μόνωση

7.2 Κοστολόγηση – προγραμματισμός αντίστοιχης συμβατικής επέμβασης

Από το διάγραμμα Gantt προκύπτει συνολική διάρκεια εργασιών 7 μηνών. Το συνολικό κόστος διαμορφώνεται σε 264,000.00€ που συνεπάγεται ένα κόστος 293.33€/m². Επίσης όταν θα γίνει η αποκατάσταση της δομής μετά τις ενισχύσεις αναμένεται κάποιες ημέρες η ταμειακή απαίτηση να αγγίξει τις 9,500.00€.



Εικόνα 75 Διάγραμμα Gantt συμβατικής ενίσχυσης και κρίσιμη διαδρομή

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το βασικό συμπέρασμα αυτής της εργασίας είναι ότι η ενίσχυση με σεισμική μόνωση υφιστάμενων κτιρίων με σεισμικά εφέδρανα είναι δόκιμη λύση για τον σεισμογενή ελλαδικό χώρο, καθώς οδηγεί σε ξεκάθαρη βελτίωση της συμπεριφοράς της δομής, ενώ το κόστος δεν είναι απαγορευτικό. Πρέπει να τονιστεί ότι παρά τα πιθανά τεχνικά εμπόδια όπως η έλλειψη σεισμικού αρμού ή η δυσκολία μετατροπής των κατακόρυφων στοιχείων (ασανσέρ) και ορισμένες συντηρητικές διατάξεις του κανονισμού, η σεισμική μόνωση μπορεί να εφαρμοστεί σε πλήθος κτιρίων είτε υψηλής είτε χαμηλής σπουδαιότητας.

Συνέχεια αυτής της εργασίας μπορεί να είναι η προσομοίωση του εξεταζομένου κτιρίου στη σεισμική τράπεζα και κατ' επέκταση η σύγκριση των εργαστηριακών και υπολογιστικών δεδομένων. Επίσης μπορεί να αποτελέσει προπομπό για διερεύνηση αναβάθμισης υφιστάμενων κτιρίων μέσω σεισμικής μόνωσης με φέροντα οργανισμό πλην του οπλισμένου σκυροδέματος και μορφή αρκετά πιο πολύπλοκη από αυτή που εξετάζεται. Μάλιστα επειδή στα περισσότερα κτίρια ο σεισμικός αρμός είναι μικρός μπορεί να γίνει έρευνα στο επίπεδο των πολλαπλών σεισμικών διεπιφανειών, μια ιδέα που βρίσκεται σε πρώιμο στάδιο [46]. Ακόμα διερεύνηση μπορεί να πραγματοποιηθεί στην εξέλιξη των ιδιοτήτων και των παραγόντων που επηρεάζουν αυτές, τόσο των σεισμικών εφεδράνων όσο και των αναβαθμισμένων κατασκευών σε μακροπρόθεσμη βάση. Αυτό ενισχύεται από το γεγονός ότι η συμπεριφορά των συστημάτων σεισμικής μόνωσης δεν έχει ελεχθεί επαρκώς σε πραγματικές συνθήκες και η αντίστοιχη εμπειρία αφορά κυρίως εργαστηριακές δοκιμές.

Στους παρακάτω πίνακες και διαγράμματα συγκρίνεται τεχνικά η υφιστάμενη δομή πριν και μετά την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης. Επίσης συγκρίνεται η ενίσχυση με τα σεισμικά εφέδρανα χρονικά και κοστολογικά με μια αντίστοιχη συμβατική.

Αυτά που προκύπτουν μεταξύ αρχικής – ενισχυμένης δομής είναι:

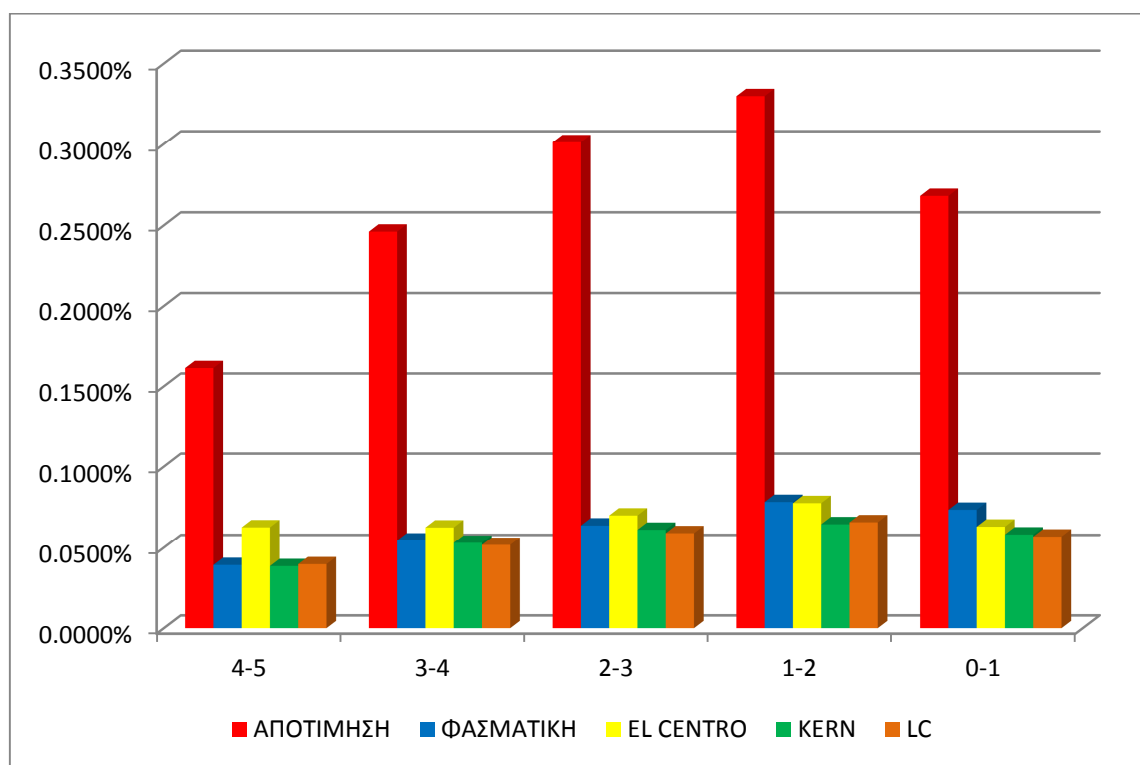
- 76.26 % μέση μείωση των σχετικών μετατοπίσεων.
- 50.32 % μέση μείωση ανεπαρκειών κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου με πλήρη επάρκεια στην ενισχυμένη δομή.
- 47.10 % μέση μείωση ανεπαρκειών διάτμησης υποστυλωμάτων ισογείου με πλήρη επάρκεια στην ενισχυμένη δομή.
- Αύξηση σημαντικών ιδιομορφών από 15 σε 125.
- Αύξηση θεμελιώδους ιδιοπεριόδου από 0.61 s σε 2.53 s.
- Αύξηση μετατόπισης οροφής από 3.92 cm σε 11.37 cm.
- Καμία ανύψωση σε εφέδρανο.

Αυτά που προκύπτουν μεταξύ εφαρμογής σεισμικής μόνωσης και συμβατικής ενίσχυσης είναι:

- 3 μήνες μικρότερη διάρκεια εργασιών υπέρ της πρώτης.
- 115.55€/m² όφελος υπέρ της πρώτης.

A/A	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ (Φασματική)	ΕΠΕΜΒΑΣΗ (Φασματική)	ΔΙΑΦΟΡΑ ΑΠΟΤ - ΕΠΕΜ
4-5	0.1613%	0.0392%	-75.70%
3-4	0.2461%	0.0545%	-77.85%
2-3	0.3011%	0.0637%	-78.84%
1-2	0.3298%	0.0782%	-76.29%
0-1	0.2680%	0.0734%	-72.61%
Γενικός Μ.Ο. βελτίωσης			76.26%

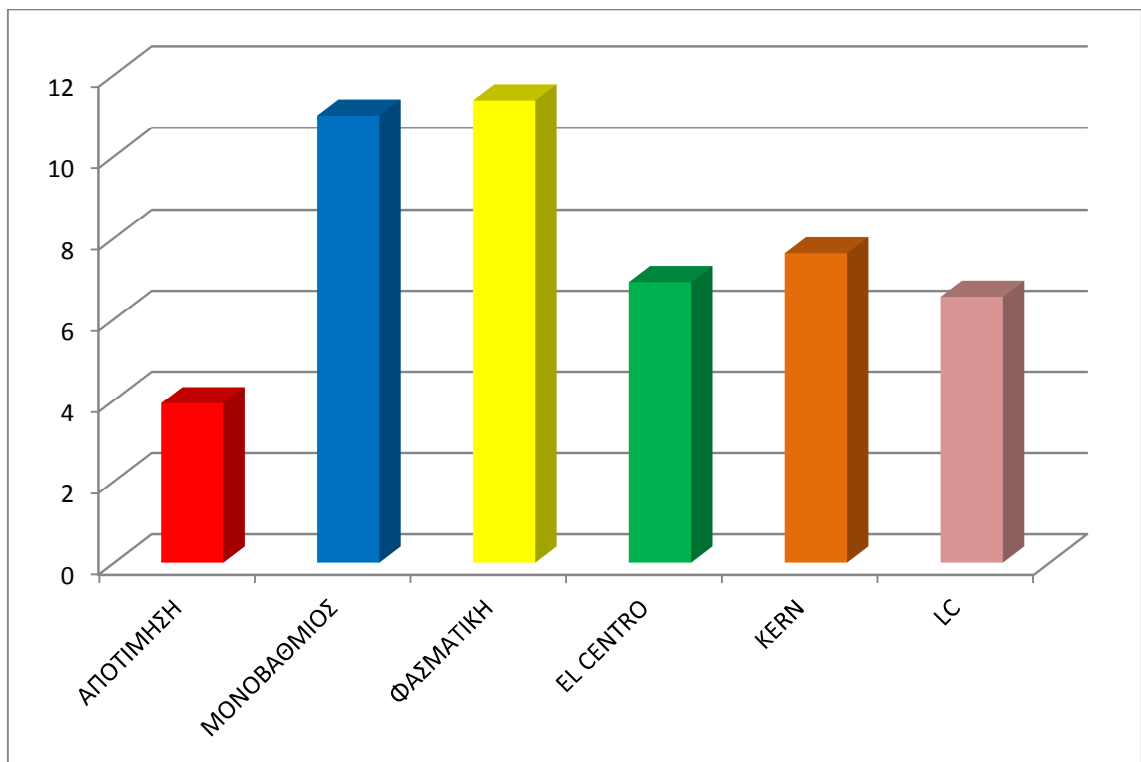
Πίνακας 53 Διαφορές σχετικών μετατοπίσεων



Εικόνα 77 Διάγραμμα σχετικών μετατοπίσεων

	Μετατόπιση οροφής (cm)
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	3.92
ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΣ	11.00
ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ	11.37
EL CENTRO	6.91
KERN	7.62
LC	6.55

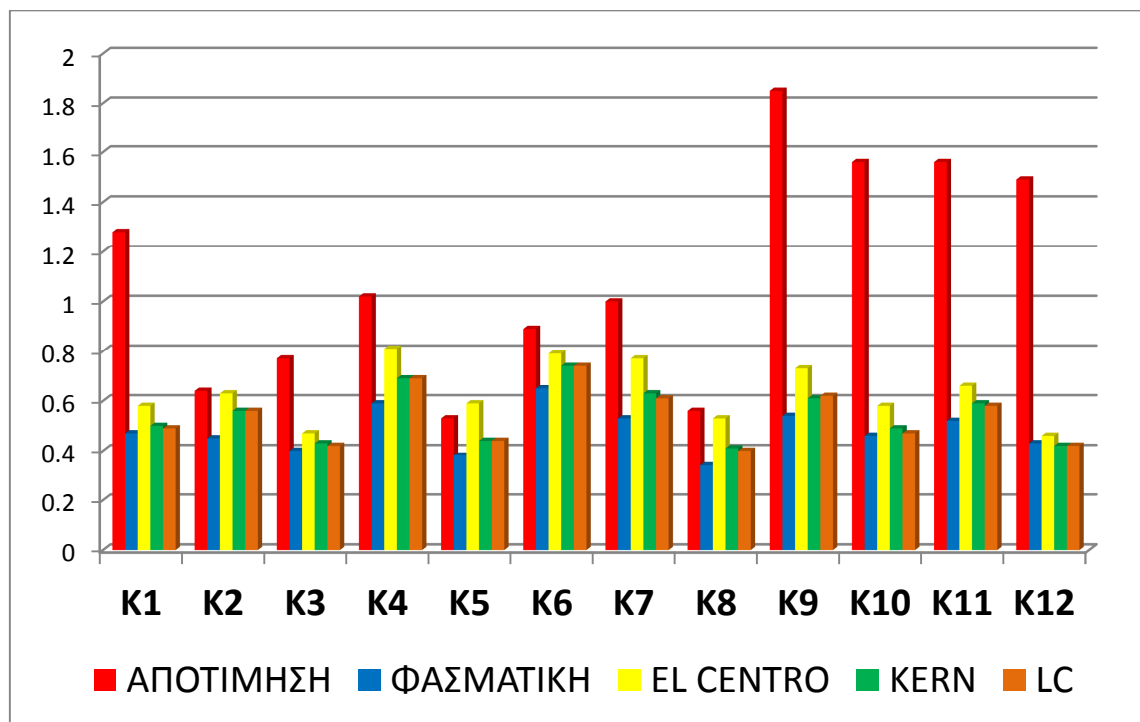
Πίνακας 54 Μέγιστες μετατοπίσεις οροφής



Εικόνα 78 Μέγιστες μετατοπίσεις οροφής

Α/Α	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ (Φασματική)	ΕΠΕΜΒΑΣΗ (Φασματική)	ΔΙΑΦΟΡΑ ΑΠΟΤ - ΕΠΕΜ
K1	1.28	0.47	-63.28%
K2	0.64	0.45	-29.69%
K3	0.77	0.40	-48.05%
K4	1.02	0.59	-42.16%
K5	0.53	0.38	-28.30%
K6	0.89	0.65	-26.97%
K7	1.00	0.53	-47.00%
K8	0.56	0.34	-39.29%
K9	1.85	0.54	-70.81%
K10	1.56	0.46	-70.51%
K11	1.56	0.52	-66.67%
K12	1.49	0.43	-71.14%
Ανεπαρκή Υποστυλώματα	50%	0%	-
Γενικός Μ.Ο. βελτίωσης			50.32%

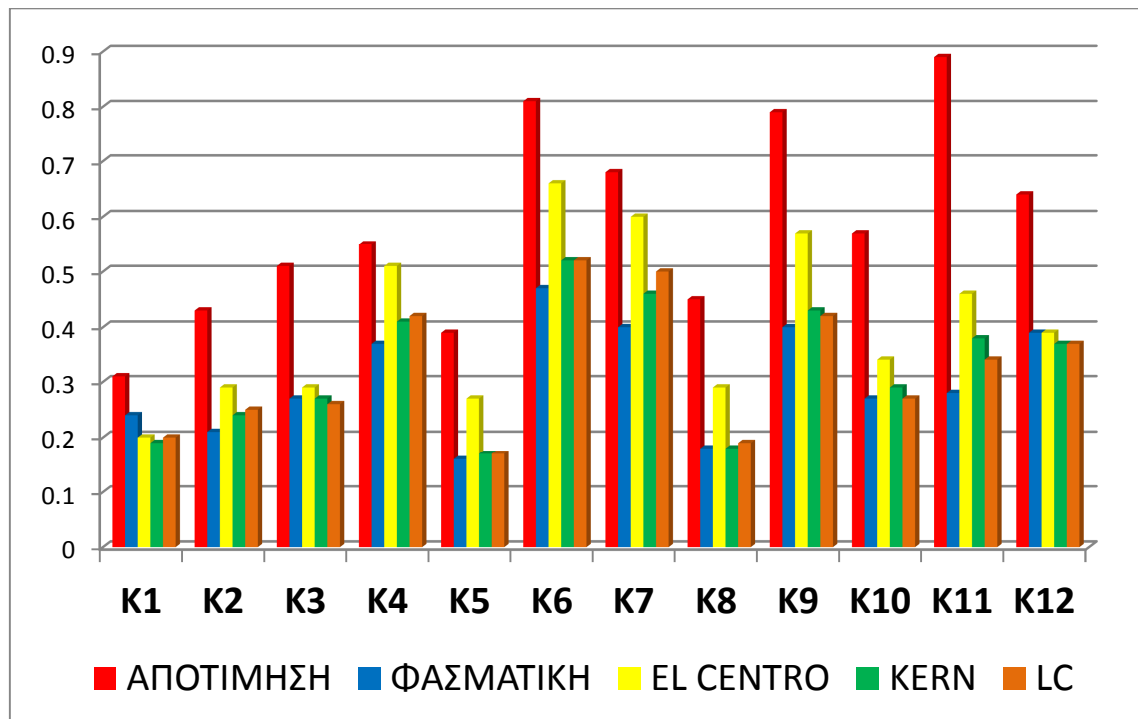
Πίνακας 55 Διαφορές δεικτών ανεπάρκειας κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου



Εικόνα 79 Διάγραμμα δεικτών ανεπάρκειας κάμψης υποστυλωμάτων ισογείου

Α/Α	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ (Φασματική)	ΕΠΕΜΒΑΣΗ (Φασματική)	ΔΙΑΦΟΡΑ ΑΠΟΤ - ΕΠΕΜ
K1	0.31	0.24	-22.58%
K2	0.43	0.21	-51.16%
K3	0.51	0.27	-47.06%
K4	0.55	0.37	-32.73%
K5	0.39	0.16	-58.97%
K6	0.81	0.47	-41.98%
K7	0.68	0.40	-41.18%
K8	0.45	0.18	-60.00%
K9	0.79	0.40	-49.37%
K10	0.57	0.27	-52.63%
K11	0.89	0.28	-68.54%
K12	0.64	0.39	-39.06%
Ανεπαρκή Υποστλώματα	0%	0%	-
Γενικός Μ.Ο. βελτίωσης			47.10%

Πίνακας 56 Διαφορές δεικτών ανεπάρκειας διάτμησης υποστλωμάτων ισογείου



Εικόνα 80 Διάγραμμα δεικτών ανεπάρκειας διάτμησης υποστλωμάτων ισογείου

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] [Ηλεκτρονικό]. Available: http://www.did.org.tr/eng/?page_id=47. [Πρόσβαση 15 4 2016].
- [2] Τάσσιος Θ., Κωνσταντίνου Μ., Κόλιας Β., Τσικνιάς Τ., Πλάκας Α., Λογιάδης Ι., Σύνταξη προσχεδίου οδηγιών για το σχεδιασμό κατασκευών με σεισμική μόνωση, τόμ. Α, Αθήνα: ΟΑΣΠ, 2007.
- [3] Kawamura S., Sugisaki R., Ogura K., Maezawa S., Tanaka S. Yajima A., «Seismic isolation retrofit in Japan,» *12th WCEE*, 2000.
- [4] CEN, *Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια*, Δεκέμβριος 2004.
- [5] Kelly J., Farzad N., *Design of Seismic Isolated Structures - From theory to practice*, USA: John Wiley & Sons, Inc, 1999.
- [6] Melkumyan M., Mihul V., Gevorgyan E., «Retrofitting by base isolation of existin buildings in Armenia and in Romania and comparative analysis of innovative vs conventional retrofitting,» σε *3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece, 2011.
- [7] Okine M., Jianchang Z., Mashrah W., «Seismic base isolation in strenghtening an existing retrofitted masonry-reinforced concrete building in Huating - China,» *International Journal of Research in Engineering and Technology*, τόμ. 4, αρ. 10, pp. 168 - 175, Oct 2015.
- [8] Σοφοκλέους Α., Κάνας Ι., Καραμπατζός Ι., Μυλωνάς Κ., «Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε υφιστάμενες κατασκευές ως μέσο ουσιαστικής σεισμικής αναβάθμισής τους».
- [9] Constantinou M., Whittaker A., Velivasakis E., «Seismic evaluation and retrofit of the Ataturk International Airport Terminal building,» *Structures Congress*, Washington DC, 2001.
- [10] ΕΛΕΜΚΑ, [Ηλεκτρονικό]. Available: <http://www.elemka.gr/el-gr/bearings-seismic-isolation/elemka-bearings-seismic-isolation>. [Πρόσβαση 11 4 2016].
- [11] ΥΠΕΧΩΔΕ/ΓΓΔΕ/ΔΜΕΟ, *Οδηγίες για την μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση*(σε συνδυασμό με τους Κανονισμούς DIN- FB), Αθήνα, 2004.
- [12] ΥΠ.ΑΝ, ΥΠΟ.ΜΕ.ΔΙ και Υ.Π.Ε.Κ.Α, «Έγκριση εφαρμογής και χρήσης των Ευρωκωδίκων σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα προσαρτήματα,» *ΦΕΚ 1457*, αρ. Β, pp. 20087 - 20105, 5 Ιουνίου 2014.
- [13] Anagnostopoulos S., «Applications of seismic base isolation and energy dissipation devices in structures in Greece,» *10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures*, Istanbul, Turkey, May 28 - 31, 2007.
- [14] TTA Structural Engineers, [Ηλεκτρονικό]. Available:

- http://www.ttaengineers.com/tta/works_gall_en.aspx. [Πρόσβαση 19 4 2016].
- [15] Giarlelis C., Kostikas C., Lamprinou E., Dalakiouridou M., «Dynamic Behaviour of a seismic isolated structure in Greece, paper No S05-01-017,» *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.
- [16] DENCO S.A., [Ηλεκτρονικό]. Available: http://www.denco.gr/index.php?page=sidirodromikes_gefyres. [Πρόσβαση 19 4 2016].
- [17] ΔΙΟΛΚΟΣ Σύμβουλοι Δομοστατικοί, [Ηλεκτρονικό]. Available: http://www.diolkos-eng.gr/sidirodromikes_gefires_tis_ergaose_sto_tmima_tithorea__domokos-pr-4.html. [Πρόσβαση 13 4 2016].
- [18] Παπανικόλας Π., Κωνσταντόπουλος Σ., Ρεντζεπέρης Ι., Πολύζος Χ., «Κατασκευή γέφυρας Γ4 της Εγνατίας Οδού με συνεχή σύμμεικτο φορέατριών ανοιγμάτων,» *6ο Εθνικό Συνέδριο Μεταλλικών Κατασκευών*, Ιωάννινα, 2-4 Οκτωβρίου 2008.
- [19] Στρεπέλιας Η., «Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης,» 2007.
- [20] Κέκης Χ., Κωσταντινόπουλος Σ.Γ., Κουρουμλή-Arend Ο., Κωνσταντινίδης Δ., «Κατασκευή γέφυρας Τ10 της Εγνατίας Οδού με σύμμεικτο φορέα ανωδομής,» *6ο Εθνικό Συνέδριο Μεταλλικών Κατασκευών*, Ιωάννινα, 2-4 Οκτωβρίου 2008.
- [21] Ν. Λουκάτος & Συνεργάτες ΑΕ Μελετών, Λουκάτος Ν., Τζανέτος Ν., Ξυλοπίδης Ε., Κρητικός Η., «Ειδικά Θέματα: Μεταλλική τοξωτή σιδηροδρομική γέφυρα ανοίγματος 110m,» *Ειδικά Θέματα - Δελτίο ΣΠΜΕ*, pp. 16-26, 23 3 2010.
- [22] ΜΕΤΕ ΣΥΣΜ Α.Ε., [Ηλεκτρονικό]. Available: <http://www.metesysm.gr/el/projects/selected/details/railway-viaduct-t12-over-axios-river-on-the-new-thessaloniki-eidomeni-railway-line>. [Πρόσβαση 13 4 2016].
- [23] Giarlelis C., Keen J., Lamprinou E., Martin V., Poullos G., «Dynamic behavior of the seismically isolated SNF Cultural Center in Athens,» *14th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*, San Diego, CA, USA, September 9-11, 2015.
- [24] ΔΟΜΗ Α.Ε., [Ηλεκτρονικό]. Available: http://www.domi-ae.gr/5_toxotes.php. [Πρόσβαση 19 4 2016].
- [25] J & P ΑΒΑΞ, [Ηλεκτρονικό]. Available: <http://www.jp-avax.gr/jp/default.aspx?pid=286&prjid=1069>. [Πρόσβαση 14 4 2016].
- [26] [Ηλεκτρονικό]. Available: http://www.earthquakeprotection.com/industrial_liquefied_natural_gas_storage_tanks.html#. [Πρόσβαση 13 4 2016].
- [27] [Ηλεκτρονικό]. Available: <http://www.egnatia.eu/page/default.asp?la=1&Id=697>. [Πρόσβαση 13 4 2016].

- [28] [Ηλεκτρονικό]. Available: <http://www.ekspan.com/#!ekspan-sliding-bearings---ea-series/cxnw>. [Πρόσβαση 17 4 2016].
- [29] [Ηλεκτρονικό]. Available: http://file.scirp.org/Html/3-1880089_32273.htm. [Πρόσβαση 19 4 2016].
- [30] «Earthquake Protection Systems,» [Ηλεκτρονικό]. Available: http://www.earthquakeprotection.com/triple_pendulum_bearing.html. [Πρόσβαση 17 4 2016].
- [31] Σπυράκος Κ., Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία, Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, 2004, pp. 210 - 237.
- [32] Γκαζέτας Γ., Κουμούσης Β., «Η σεισμική μόνωση σε αρχαία και σύγχρονα μνημεία,» Αθήνα, Απρίλιος 2007.
- [33] Παπανίκος Κ., «Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με σεισμική μόνωση,» Πάτρα, Φεβρουάριος 2009.
- [34] Yilmaz C., Booth E., Sketchley C., «Retrofit of Antalya airport international terminal building, Turkey using seismic isolation. Paper No: 1256,» *1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006.
- [35] Masuzawa Y., Hisada Y., «Seismic isolation retrofit of a prefectural building government office building,» Vancouver, Canada, 2004, August 1-6.
- [36] Masuzawa Y., Hisada Y., «Seismic isolation retrofit of a medical complex by integrating two large scale buildings,» Beijing, China, 2008, October 12-17.
- [37] Λογιάδης Ι., Ηλιάδου Μ., Παντέλας Γ., Κεχαγιάς Χ., «Μείωση της σεισμικής απαίτησης με χρήση σεισμικής μόνωσης - μελέτη προστασίας του πρώην ιταλικού προξενείου στη Θεσσαλονίκη».
- [38] [Ηλεκτρονικό]. Available: http://www.rocktechusa.com/Robit_Casing_Systems_Catalogue_ENG_2011_lowres.pdf. [Πρόσβαση 20 5 2016].
- [39] CEN, EN15129: Anti-seismic devices, 2009.
- [40] International Code Council, 2015 International Building Code, 30 May 2014.
- [41] American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, USA, 2010.
- [42] Federal Emergency Management Agency / National Earthquake Hazards Reduction Program, Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, τόμ. Volume 1: Part 1 Provisions Part 2 Commentary, Washington, DC: FEMA P-1050-1, 2015.
- [43] ΟΑΣΠ, Κανονισμός Επεμβάσεων 1η αναθεώρηση, Αθήνα: ΦΕΚ 2187/Β/05-09-2013, Ιούλιος 2013.
- [44] [Ηλεκτρονικό]. Available: <http://www.aten.gr/products/1Hyd/CLL.html>. [Πρόσβαση 4 10 2016].

- [45] Bisch P., Carvalho E., Degee H., Fajfar P., Fardis M., Franchin P., Kreslin M., Pecker A., Pinto P., Plumier A., Somja H., Tsionis G., «Eurocode 8: Seismic design of buildings Worked Examples,» Lisbon, 10 - 11 Feb 2011.
- [46] Charmpis D., Komodromos P., Phokas M., «Optimized retrofit of multi - storey buildings using seismic isolation at various elevations: assessment for several earthquake ecitation,» *Bull Earthquake Eng*, ap. 13, pp. 2745 - 2768, 28 2 2015.